

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO  
DE MARCOS A MOMENTO CON COLUMNAS  
COMPUESTAS DE PERFILES DE ACERO  
EMBEBIDOS EN CONCRETO REFORZADO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**  
P R E S E N T A

**ANA MARÍA RASGADO ROMERO**

DIRECTOR DE TESIS: **DR. TIZIANO PEREA OLVERA.**

---

## Agradecimientos

Agradezco a Dios, mi padre celestial, porque tú me formaste desde el vientre de mi madre, porque nunca me has dejado, ni desamparado, por todas tus bendiciones y enseñanzas. Por darme fuerzas, perseverancia y recursos para permitirme concluir este trabajo.

Agradezco a mis padres: T.S. María del Carmen Romero y Prof. Bernardo Rasgado por todo lo que me han apoyado desde mi infancia, sus enseñanzas, amor y cuidados. Por todo sus esfuerzos día a día trabajando para darnos a mí y a mi hermana Flor las cosas más importantes que unos padres pueden dar: amor, sustento, educación y salud. Y agradezco a Dios por que aún los tengo con vida y se los puedo agradecer.

Agradezco a mi esposo Ing. Joram Chávez por su apoyo y consejos para poder concluir esta investigación.

A mi hermana M. en C. Flor Alejandra Rasgado y mis Sobrinas por su apoyo para cumplir este sueño.

Agradezco a mi hijo Allan Joram Chávez por haber llegado a nuestras vidas, por entenderme y tenerme paciencia a sus cuatro añitos para permitirme concluir esta investigación.

Agradezco al Posgrado de Ingeniería Estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco por permitirme ingresar a él, por todos y cada uno de los catedráticos que me brindaron sus enseñanzas y tiempo.

Agradezco a mi tutor (y miembro del jurado) el Dr. Tiziano Perea Olvera, por todas sus enseñanzas, apoyo y disponibilidad para realizar y concluir este trabajo.

Agradezco a los miembros del jurado por el apoyo e interés que dedicaron a esta investigación: Dr. Arturo Tena Colunga (Coordinador, Posgrado en Ingeniería Estructural, UAM - Azcapotzalco), Dr. Rodolfo Valles Mattox (Director general DITEC).

Agradezco su apoyo y disponibilidad al equipo de trabajo que conformamos, para realizar este conjunto de investigaciones, de la cual forma parte esta tesis: el Dr. Tiziano Perea (mi tutor) y el Ing. José Ramón Quezada.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por apoyarme económicamente durante todo el posgrado y en realizar esta investigación.

Agradezco al Consejo Mexiquense de Ciencia y Tecnología por apoyarme económicamente con la beca para tesis de posgrado.

Agradezco a todos y cada uno de mis compañeros de esta generación, por brindarme su amistad y apoyo.

---

---

# Índice

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. PROBLEMÁTICA ACTUAL EN EL DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS COMPUESTAS.....	4
1.2.1. Factor de comportamiento sísmico, $Q$ .....	4
1.2.2. Factor de sobrerresistencia, $R$ .....	5
1.2.3. Distorsiones permisibles .....	5
1.3. OBJETIVOS .....	6
1.3.1. Objetivos generales.....	6
1.3.2. Objetivos específicos.....	6
1.4. METODOLOGÍA Y ALCANCES .....	7
1.5. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	7
<b>CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES.....</b>	<b>9</b>
2.1. EDIFICIOS CONSTRUIDOS EN MÉXICO CON COLUMNAS COMPUESTAS SRC .....	10
2.2. INVESTIGACIONES SOBRE COLUMNAS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES COMPUESTOS .....	16
2.2.1. Modelos constitutivos.....	16
2.2.2. Estudios experimentales .....	30
2.2.3. Discusiones sobre el sistema compuesto en México.....	37
2.3. NORMAS Y ESPECIFICACIONES SOBRE EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES COMPUESTOS .....	42
2.3.1. Especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (2004).....	42
2.3.2. Especificaciones del AISC 360 (2010) para miembros compuestos.....	44
2.3.3. Provisiones sísmicas del AISC 341-10 (2010) para edificios de acero estructural.....	54
2.3.4. Especificaciones del Eurocódigo 4 (EC4 2004) .....	56
<b>CAPÍTULO 3. ANÁLISIS ELÁSTICOS.....</b>	<b>60</b>
3.1. DISEÑO PRELIMINAR .....	60
3.1.1. Selección de modelos.....	60
3.1.2. Consideraciones y parámetros del diseño sísmico conforme a las NTC-DS (2004) .....	63
3.1.3. Consideraciones y parámetros del diseño sísmico conforme al Apéndice A de las NTC-DS (2004) .....	66
3.2. ANÁLISIS ELÁSTICOS DE SEGUNDO ORDEN .....	70
3.2.1. Resultados obtenidos según las consideraciones y parámetros del diseño sísmico de las NTC-DS (2004).....	71
3.2.2. Revisión de los modelos con los parámetros del diseño sísmico según Apéndice A de las NTC-DS (2004).....	94
3.2.3. Revisión de los cocientes de resistencia en la conexión viga - columna.....	104
3.2.4. Revisión de los modelos como estructuras autosoportantes durante el proceso de obra.....	105
<b>CAPÍTULO 4. ANÁLISIS INELÁSTICOS .....</b>	<b>111</b>
4.1. FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS POR FIBRAS .....	111

4.2. MODELADO CON OPENSESS (2012) .....	114
4.3. MODELOS CONSTITUTIVOS DE MATERIALES .....	114
4.3.1. Acero estructural y de refuerzo en columnas SRC y vigas no-compuestas .....	115
4.3.2. Concreto en columnas SRC.....	116
4.4. ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES .....	117
4.4.1. Gráficas momento- rotación.....	119
4.4.2. Curvas de capacidad .....	122
4.4.3. Factores de comportamiento sísmico. ....	130
4.4.4. Mecanismos.....	135
<b>CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES.....</b>	<b>141</b>
<b>CAPÍTULO 6.- REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>146</b>
<b>NOTA ACLARATORIA .....</b>	<b>150</b>
<b>APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS .....</b>	<b>151</b>
A.1. CARGAS MUERTAS GENERALES.....	151
A.2. MODELOS DE 3 NIVELES .....	152
A.3. MODELOS DE 6 NIVELES .....	155
A.4. MODELOS DE 15 NIVELES .....	157
<b>APÉNDICE B. CÁLCULO DE LAS RIGIDECESE EFECTIVAS <math>EI</math> A FLEXIÓN PARA COLUMNAS SRC, DE ACUERDO AL EUROCODIGO 4.....</b>	<b>159</b>
B.1. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=4$ .....	159
B.2. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=2$ .....	160
B.3. MODELOS DE 6 NIVELES $Q=4$ .....	161
B.4. MODELOS DE 6 NIVELES $Q=2$ .....	162
B.5. MODELOS DE 15 NIVELES $Q=4$ .....	163
B.6. MODELOS DE 15 NIVELES $Q=2$ .....	164
<b>APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN. ....</b>	<b>165</b>
C.1.1. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=4$ . REVISIÓN SEGÚN EL AISC 2005 .....	165
C.1.2. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=4$ . REVISIÓN SEGÚN NTC EM 2004 .....	180
C.1.3. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=2$ . REVISIÓN SEGÚN EL AISC 2005 .....	188
C.1.4. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=2$ . REVISIÓN SEGÚN NTC EM 2004.....	203
C.2.1. MODELOS DE 6 NIVELES $Q=4$ . REVISIÓN SEGÚN EL AISC 2005 .....	211
C.2.2. MODELOS DE 6 NIVELES $Q=4$ . REVISIÓN SEGÚN NTC EM 2004.....	226
C.2.3. MODELOS DE 6 NIVELES $Q=2$ . REVISIÓN SEGÚN EL AISC 2005 .....	234
C.2.4. MODELOS DE 6 NIVELES $Q=2$ . REVISIÓN SEGÚN NTC EM 2004 .....	249
C.3.1. MODELOS DE 15 NIVELES $Q=4$ . REVISIÓN SEGÚN EL AISC 2005 .....	257
C.3.2. MODELOS DE 15 NIVELES $Q=4$ . REVISIÓN SEGÚN EL NTC EM 2004 .....	272
C.3.3. MODELOS DE 15 NIVELES $Q=2$ . REVISIÓN SEGÚN EL AISC 2005 .....	280
C.3.4. MODELOS DE 15 NIVELES $Q=2$ . REVISIÓN SEGÚN NTC EM 2004.....	296
<b>APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS .....</b>	<b>303</b>
D.1.1. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=4$ . VIGAS PRINCIPALES PERFIL W 18 x 35 .....	303
D.1.2. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=4$ . VIGAS SECUNDARIAS PERFIL W 14 x 30.....	306
D.2.1. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=2$ . VIGAS PRINCIPALES PERFIL W 18 x 35 .....	309
D.2.2. MODELOS DE 3 NIVELES $Q=2$ . VIGAS SECUNDARIAS PERFIL W 14 x 30.....	312
D.3.1. MODELOS DE 6 NIVELES $Q=4$ . VIGAS PRINCIPALES PERFIL W 18 x 60 .....	315
D.3.2. MODELOS DE 6 NIVELES $Q=4$ . VIGAS SECUNDARIAS PERFIL W 14 x 34.....	318



D.4.1. MODELOS DE 6 NIVELES Q=2. VIGAS PRINCIPALES PERFIL W 18 X 60 .....	321
D.4.2. MODELOS DE 6 NIVELES Q=2. VIGAS SECUNDARIAS PERFIL W 14 x 34.....	324
D.5.1. MODELOS DE 15 NIVELES Q=4. VIGAS PRINCIPALES PERFIL W 24 X 55.....	327
D.5.2. MODELOS DE 15 NIVELES Q=4. VIGAS SECUNDARIAS PERFIL W 18 x 35.....	330
D.6.1. MODELOS DE 15 NIVELES Q=2. VIGAS PRINCIPALES PERFIL W 24 X 55.....	333
D.6.2. MODELOS DE 15 NIVELES Q=2. VIGAS SECUNDARIAS PERFIL W 18 x 35.....	336
<b>APÉNDICE E. REVISIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD. COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL.....</b>	<b>339</b>
E.1. MODELOS DE 3 NIVELES Q=4.....	339
E.2. MODELOS DE 3 NIVELES Q=2.....	340
E.3. MODELOS DE 6 NIVELES Q=4.....	341
E.4. MODELOS DE 6 NIVELES Q=2.....	342
E.5. MODELOS DE 15 NIVELES Q=4.....	343
E.6. MODELOS DE 15 NIVELES Q=2.....	344
<b>APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA.....</b>	<b>345</b>
F.1.1. MODELO DE 3 NIVELES Q=4. DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXIOCOMPRESIÓN .....	345
F.1.2. MODELO DE 3 NIVELES Q=4. DISEÑO DE VIGAS DE ACERO .....	348
F.2.1. MODELO DE 3 NIVELES Q=2. DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXIOCOMPRESIÓN .....	350
F.2.2. MODELO DE 3 NIVELES Q=2. DISEÑO DE VIGAS DE ACERO .....	354
F.3.1. MODELO DE 6 NIVELES Q=4. DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXIOCOMPRESIÓN .....	356
F.3.2. MODELO DE 6 NIVELES Q=4. DISEÑO DE VIGAS DE ACERO .....	359
F.4.1. MODELO DE 6 NIVELES Q=2. DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXIOCOMPRESIÓN .....	361
F.4.2. MODELO DE 6 NIVELES Q=2. DISEÑO DE VIGAS DE ACERO.....	364
F.5.1. MODELO DE 15 NIVELES Q=4. DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXIOCOMPRESIÓN .....	366
F.5.2. MODELO DE 15 NIVELES Q=4. DISEÑO DE VIGAS DE ACERO .....	369
F.6.1. MODELO DE 15 NIVELES Q=2. DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXIOCOMPRESIÓN .....	371
F.6.2. MODELO DE 15 NIVELES Q=2. DISEÑO DE VIGAS DE ACERO .....	373
<b>APÉNDICE G. PLANOS TIPO DE LOS MODELOS.....</b>	<b>375</b>
G.1.1. PLANTA DE COLUMNAS Y DETALLES. MODELOS DE 3 NIVELES .....	375
G.1.2. PLANTA ESTRUCTURAL Y DETALLES. MODELOS DE 3 NIVELES .....	376
G.2.1. PLANTA DE COLUMNAS Y DETALLES. MODELOS DE 6 NIVELES .....	377
G.2.2. PLANTA ESTRUCTURAL Y DETALLES. MODELOS DE 6 NIVELES.....	378
G.3.1. PLANTA DE COLUMNAS Y DETALLES. MODELOS DE 15 NIVELES .....	379
G.3.2. PLANTA ESTRUCTURAL Y DETALLES. MODELOS DE 15 NIVELES .....	380
<b>APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAxIAL MATERIAL CHANGMANDERCONCRETE01 EN OPENSEES 2012 .....</b>	<b>381</b>
H.1.1. MODELO DE 3 NIVELES Q=4. CONCRETO ALTAMENTE CONFINADO .....	381
H.1.2. MODELO DE 3 NIVELES Q=4. CONCRETO MEDIANAMENTE CONFINADO .....	381
H.1.3. MODELO DE 3 NIVELES Q=4. CONCRETO NO CONFINADO .....	382
H.2.1. MODELO DE 3 NIVELES Q=2. CONCRETO ALTAMENTE CONFINADO .....	383
H.2.2.-MODELO DE 3 NIVELES Q=2. CONCRETO MEDIANAMENTE CONFINADO .....	383
H.2.3. MODELO DE 3 NIVELES Q=2. CONCRETO NO CONFINADO .....	384
H.3.1. MODELO DE 6 NIVELES Q=4. CONCRETO ALTAMENTE CONFINADO .....	385
H.3.2. MODELO DE 6 NIVELES Q=4. CONCRETO MEDIANAMENTE CONFINADO .....	385
H.3.3. MODELO DE 6 NIVELES Q=4. CONCRETO NO CONFINADO .....	386
H.4.1. MODELO DE 6 NIVELES Q=2. CONCRETO ALTAMENTE CONFINADO .....	387

---

H.4.2. MODELO DE 6 NIVELES $Q=2$ . CONCRETO MEDIANAMENTE CONFINADO .....	387
H.4.3. MODELO DE 6 NIVELES $Q=2$ . CONCRETO NO CONFINADO .....	388
H.5.1. MODELO DE 15 NIVELES $Q=4$ . CONCRETO ALTAMENTE CONFINADO .....	389
H.5.2. MODELO DE 15 NIVELES $Q=4$ . CONCRETO MEDIANAMENTE CONFINADO .....	389
H.5.3. MODELO DE 15 NIVELES $Q=4$ . CONCRETO NO CONFINADO .....	390
H.6.1. MODELO DE 15 NIVELES $Q=2$ . CONCRETO ALTAMENTE CONFINADO .....	391
H.6.2. MODELO DE 15 NIVELES $Q=2$ . CONCRETO MEDIANAMENTE CONFINADO .....	391
H.6.3. MODELO DE 15 NIVELES $Q=2$ . CONCRETO NO CONFINADO .....	392

---

# Índice de Figuras

<b>FIGURA 1.1.</b> MARCO A MOMENTO CON COLUMNA COMPUESTA SRC. CORTESÍA: ING. CHÁVEZ.....	2
<b>FIGURA 1.2.</b> SECCIÓN COMPUESTA SRC. ....	2
<b>FIGURA 1.3.</b> RECUBRIMIENTO DEL PERFIL METÁLICO .....	3
<b>FIGURA 2.1.</b> EDIFICIO TORRE REFORMA AVANTEL. FUENTE: EL UNIVERSAL.....	10
<b>FIGURA 2.2.</b> EDIFICIO COORPORATIVO DE BANORTE QURVIC. FUENTE: ARQ.COM.MX.....	10
<b>FIGURA 2.3.</b> EDIFICIO SECRETARÍA DE RELACIONES EXTERIORES. FUENTE: WWW.ESMAS.COM.MX.....	11
<b>FIGURA 2.4.</b> TORRE MAYOR (2000) FUENTE: WWW.TORREMAYOR.COM.MX. ....	11
<b>FIGURA 2.5.</b> TORRE MAYOR (2001). ....	11
<b>FIGURA 2.6.</b> TORRE MAYOR (2003). ....	11
<b>FIGURA 2.7.</b> TORRE 1 REFORMA 222 (2006). FUENTE: WIKIPEDIA.COM.....	12
<b>FIGURA 2.8.</b> COMPLEJO REFORMA 222. FUENTE: WWW.REFORMA222.COM.MX.....	12
<b>FIGURA 2.9.</b> EDIFICIO TELEFÓNICA MOVISTAR. FUENTE: WWW.EMPORIS.COM.....	12
<b>FIGURA 2.10.</b> TORRE DE OFICINAS EN LAGO ZURICH. CORTESÍA: ING. CHÁVEZ. ....	13
<b>FIGURA 2.11.</b> COLUMNA COMPUESTA PREVIO AL COLADO. CORTESÍA: ING. CHÁVEZ. ....	13
<b>FIGURA 2.12.</b> DETALLE DE REFUERZO. CORTESÍA: ING. CHÁVEZ. ....	13
<b>FIGURA 2.13.</b> MEXIPUERTO CIUDAD AZTECA. FUENTE: WIKIPEDIA.COM.....	14
<b>FIGURA 2.14.</b> PROCESO DE MONTAJE EN TORRE CERVANTES. CORTESÍA: ING. CHÁVEZ.....	14
<b>FIGURA 2.15.</b> DETALLE DE CONEXIÓN EN TORRE CERVANTES. CORTESÍA: ING. CHÁVEZ. ....	15
<b>FIGURA 2.16.</b> MODELO DE ESFUERZO- DEFORMACIÓN PROPUESTO PARA EL CONCRETO NO CONFINADO (ADAPTADA DE HOGNESTAD 1954). ....	17
<b>FIGURA 2.17.</b> MODELO DE ESFUERZO- DEFORMACIÓN EN CONCRETO SIMPLE Y CONFINADO (ADAPTADA DE KENT – PARK 1971). ....	18
<b>FIGURA 2.18.</b> MODELO PROPUESTO PARA CARGA ESTÁTICA INCREMENTAL EN CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO (ADAPTADA DE MANDER ET AL. 1988). ....	19
<b>FIGURA 2.19.</b> NÚCLEO EFECTIVAMENTE CONFINADO POR EL REFUERZO DE ESTRIBOS RECTANGULARES EN COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO (ADAPTADA DE MANDER ET AL. 1988). ....	20
<b>FIGURA 2.20.</b> PROTOTIPOS DE COLUMNAS COMPUESTAS (ADAPTADA DE EL-TAWIL Y DEIERLEIN 1999). ....	22
<b>FIGURA 2.21.</b> IDEALIZACIÓN DE LAS FIBRAS DE CONCRETO EN LAS COLUMNAS COMPUESTAS (ADAPTADA DE EL-TAWIL Y DEIERLEIN 1999). ....	22
<b>FIGURA 2.22.</b> MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL CONCRETO Y EL ACERO EN COLUMNAS COMPUESTAS (ADAPTADA DE EL-TAWIL Y DEIERLEIN 1999). ....	22
<b>FIGURA 2.23.</b> CONFINAMIENTO EN UNA SECCIÓN COMPUESTA SRC (ADAPTADA DE DENAVIT 2011). ....	25
<b>FIGURA 2.24.</b> METODOLOGÍA EMPLEADA POR DENAVIT (2011) PARA OBTENER LA DUCTILIDAD DEL SISTEMA A PARTIR DE LA CURVA DE CAPACIDAD (ADAPTADA DE DENAVIT, HAJJAR Y LEÓN 2011). ....	26
<b>FIGURA 2.25.</b> SECCIONAMIENTO DE UNA COLUMNA COMPUESTA DE PERFIL METÁLICO REVESTIDA DE CONCRETO REFORZADO (ADAPTADA DE DENAVIT, HAJJAR Y LEÓN 2011). ....	27
<b>FIGURA 2.26.</b> RELACIONES CONSTITUTIVAS DE CONCRETO (ADAPTADA DE DENAVIT, HAJJAR Y LEÓN 2011) ....	30
<b>FIGURA 2.27.</b> DETALLE DE ESPECÍMENES DE PRUEBA (ADAPTADA DE NISHIMURA ET AL. 2004) ....	31
<b>FIGURA 2.28.</b> DISPOSITIVO DE PRUEBA (ADAPTADA DE NISHIMURA ET AL. 2004).....	32
<b>FIGURA 2.29.</b> RELACIONES CARGA-DESPLAZAMIENTO (ADAPTADA DE NISHIMURA ET AL. 2004).....	32
<b>FIGURA 2.30.</b> SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA TIPO SRC CON CINCO ESPIRALES DE CONFINAMIENTO (ADAPTADA DE WENG ET AL. 2006) .....	33
<b>FIGURA 2.31.</b> MÁQUINA DE COMPRESIÓN (ADAPTADA DE WENG ET AL. 2006) .....	34
<b>FIGURA 2.32.</b> FALLA EN LOS MODELOS CON ESTRIBOS CUADRADOS (ADAPTADA DE WENG ET AL. 2006) .....	34

<b>FIGURA 2.33.</b> FALLA EN LOS MODELOS CON MULTI-ESPIRALES (ADAPTADA DE WENG ET AL. 2006).....	34
<b>FIGURA 2.34.</b> ANALOGÍA DE LA APLICACIÓN DE LA CARGA CÍCLICA A LA VIGA DE ACERO EN EL MARCO (ADAPTADA DE CHIANG ET AL. 2008).....	36
<b>FIGURA 2.35.</b> CONFIGURACIÓN DE LA PRUEBA DE LA VIGA DE ACERO CON LA COLUMNA TIPO SRC (ADAPTADA DE CHIANG ET AL. 2008).....	36
<b>FIGURA 2.36.</b> RELACIÓN CARGA – DESPLAZAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES (ADAPTADA DE CHIANG ET AL. 2008).....	36
<b>FIGURA 2.37.</b> CONFIGURACIÓN DE MARCOS DE REFERENCIA (ADAPTADA DE MELI 2003). ....	38
<b>FIGURA 2.38.</b> PLACAS DE RECUBRIMIENTO PARA CONFINAMIENTO DE LA UNIÓN (ADAPTADA DE MELI 2003). ....	39
<b>FIGURA 2.39.</b> PUNTAL DE CONCRETO PARA CONTROLAR LA RESISTENCIA A CORTE ENTRE LA UNIÓN VIGA-COLUMNA (PROPUESTA DE PARRA-MONTESINOS Y WHITE, ADAPTADA DE MELI 2003).....	39
<b>FIGURA 2.40.</b> CONCRETO AGRIETADO ENTRE LA UNIÓN VIGA-COLUMNA (ADAPTADA DE MELI 2003) .....	40
<b>FIGURA 2.41.</b> COLLAR DE ACERO POR ENCIMA Y POR DEBAJO DE LA UNIÓN VIGA-COLUMNA (ADAPTADA DE MELI 2003). ....	40
<b>FIGURA 2.42.</b> RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE COLUMNA COMPUESTA SRC (ADAPTADA DE PEREA Y LEÓN 2010) .....	41
<b>FIGURA 2.43.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M NOMINAL DE UNA COLUMNA COMPUESTA SRC (ADAPTADA DE PEREA Y LEÓN 2010).....	42
<b>FIGURA 2.44.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M DE DISEÑO DE UNA COLUMNA COMPUESTA SRC (ADAPTADA DE PEREA Y LEÓN 2010).....	42
<b>FIGURA 2.45.</b> COLOCACIÓN DE BARRAS LONGITUDINALES, REQUISITOS DE SEPARACIONES Y RECUBRIMIENTOS.....	46
<b>FIGURA 2.46.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M TÍPICO DE SECCIONES COMPUESTAS. COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO EXACTO Y EL SIMPLIFICADO (ADAPTADA DE PEREA Y LEÓN 2010).....	49
<b>FIGURA 2.47.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M TÍPICO DE SECCIONES COMPUESTAS, INCLUYENDO EL MÉTODO SIMPLIFICADO 2005 (FUENTE AISC 2005). ....	50
<b>FIGURA 2.48.</b> ECUACIONES DE PUNTOS CARACTERÍSTICOS P-M PARA SECCIONES SRC CON FLEXIÓN DEL EJE FUERTE (ADAPTADA DEL AISC 2010). ....	52
<b>FIGURA 2.49.</b> ECUACIONES DE PUNTOS CARACTERÍSTICOS P-M PARA SECCIONES SRC CON FLEXIÓN DEL EJE FUERTE (ADAPTADA DEL AISC 2010). ....	53
<b>FIGURA 2.50</b> SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS PARA COLUMNAS COMPUESTAS (FUENTE EC4 2004) .....	57
<b>FIGURA 2.51</b> A) CURVA DE INTERACCIÓN SIMPLIFICADA Y B) LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORRESPONDIENTE (FUENTE EC4 2004). ....	59
<b>FIGURA 3.1.</b> PLANTA TIPO DE COLUMNAS. ....	61
<b>FIGURA 3.2.</b> VISTA EN ISOMÉTRICO 3D DEL EDIFICIO DE TRES NIVELES.....	62
<b>FIGURA 3.3.</b> VISTA EN ISOMÉTRICO 3D DEL EDIFICIO DE SEIS NIVELES.....	62
<b>FIGURA 3.4.</b> VISTA EN ISOMÉTRICO 3D DEL TIPO EDIFICIO DE 15 NIVELES. ....	63
<b>FIGURA 3. 5.</b> ZONIFICACIÓN DEL D.F. PARA FINES DE DISEÑO SÍSMICO CONFORME A LAS NTC-DS (2004). ....	64
<b>FIGURA 3.6.</b> ESPECTROS DE DISEÑO CONFORME A LAS NTC-DS (2004).....	66
<b>FIGURA 3.7.</b> PERIODOS PREDOMINANTES DEL SUELO, $T_s$ .....	67
<b>FIGURA 3.8.</b> ESPECTRO DE DISEÑO CONFORME AL APÉNDICE A DE LAS NTC-DS (2004). ....	69
<b>FIGURA 3.9.</b> COLOCACIÓN DE BARRAS LONGITUDINALES, REQUISITOS DE SEPARACIONES Y RECUBRIMIENTOS.....	72
<b>FIGURA 3.10.</b> DETALLE TIPO DE UNIÓN VIGA-COLUMNA. ....	73
<b>FIGURA 3.11.</b> SECCIÓN A Y B DEL DETALLE TIPO: UNIÓN VIGA-COLUMNA.....	73
<b>FIGURA 3.12.</b> COLUMNA TIPO PARA ÉL MODELO M3Q4 .....	74
<b>FIGURA 3.13.</b> COLUMNA TIPO PARA ÉL MODELO M3Q2 .....	74
<b>FIGURA 3.14.</b> COMPARATIVA DE LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE TRES NIVELES CON $Q=4$ , MOSTRANDO COMO LÍMITE SEGÚN EL CUERPO PRINCIPAL DE LAS NTC-DS (2004).....	75
<b>FIGURA 3.15.</b> COMPARATIVA DE LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE TRES NIVELES CON $Q=2$ , MOSTRANDO COMO LÍMITE SEGÚN EL CUERPO PRINCIPAL DE LAS NTC-DS (2004).....	75
<b>FIGURA 3.16.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES CON $Q=2$ . ....	76
<b>FIGURA 3.17.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES CON $Q=2$ . ....	76
<b>FIGURA 3.18.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES CON $Q=4$ . ....	77

<b>FIGURA 3.19.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES CON $Q=4$ .	77
<b>FIGURA 3.20.</b> GRÁFICA DE DEMANDA – CAPACIDAD PARA LAS COLUMNAS COMPUESTAS SRC DEL EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA $Q=4$ Y $Q=2$ , PARA EL EJE FUERTE.	78
<b>FIGURA 3.21.</b> COCIENTES DEMANDA – CAPACIDAD PARA LAS COLUMNAS COMPUESTAS SRC DEL EDIFICIO DE TRES NIVELES PARA $Q=4$ Y $Q=2$ , PARA EL EJE DÉBIL.	78
<b>FIGURA 3.22.</b> COLUMNA TIPO PARA ÉL MODELO M6Q4	81
<b>FIGURA 3.23.</b> COLUMNA TIPO PARA ÉL MODELO M6Q2	81
<b>FIGURA 3.24.</b> COMPARATIVA DE LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE SEIS NIVELES CON $Q=4$ , MOSTRANDO COMO LÍMITE SEGÚN EL CUERPO PRINCIPAL DE LAS NTC-DS (2004).	81
<b>FIGURA 3.25.</b> COMPARATIVA DE LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE SEIS NIVELES CON $Q=2$ , MOSTRANDO COMO LÍMITE SEGÚN EL CUERPO PRINCIPAL DE LAS NTC-DS (2004).	82
<b>FIGURA 3.26.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES CON $Q=2$ .	83
<b>FIGURA 3.27.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES CON $Q=2$ .	83
<b>FIGURA 3.28.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES CON $Q=4$ .	84
<b>FIGURA 3.29.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES CON $Q=4$ .	84
<b>FIGURA 3.30.</b> GRÁFICA DE DEMANDA – CAPACIDAD PARA LAS COLUMNAS SRC DEL EDIFICIO DE SEIS NIVELES PARA $Q=4$ Y $Q=2$ , PARA EL EJE FUERTE.	85
<b>FIGURA 3.31.</b> GRÁFICA DE DEMANDA – CAPACIDAD PARA LAS COLUMNAS SRC DEL EDIFICIO DE SEIS NIVELES PARA $Q=4$ Y $Q=2$ , PARA EL EJE DÉBIL.	85
<b>FIGURA 3.32.</b> COLUMNA TIPO PARA ÉL MODELO M15Q4	88
<b>FIGURA 3.33.</b> COLUMNA TIPO PARA ÉL MODELO M15Q2	88
<b>FIGURA 3.34.</b> COMPARATIVA DE LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE 15 NIVELES CON $Q=4$ , MOSTRANDO COMO LÍMITE SEGÚN EL CUERPO PRINCIPAL DE LAS NTC-DS (2004).	88
<b>FIGURA 3.35.</b> COMPARATIVA DE LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE 15 NIVELES CON $Q=2$ , MOSTRANDO COMO LÍMITE SEGÚN EL CUERPO PRINCIPAL DE LAS NTC-DS (2004).	89
<b>FIGURA 3.36.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES CON $Q=2$ .	89
<b>FIGURA 3.37.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES CON $Q=2$ .	90
<b>FIGURA 3.38.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES CON $Q=4$ .	90
<b>FIGURA 3.39.</b> DIAGRAMA DE INTERACCIÓN <i>P-M</i> PARA DISEÑO A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR INERCIA PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES CON $Q=4$ .	91
<b>FIGURA 3.40.</b> GRÁFICA DE DEMANDA – CAPACIDAD PARA LAS COLUMNAS SRC DEL EDIFICIO DE 15 NIVELES PARA $Q=4$ Y $Q=2$ , PARA EL EJE FUERTE.	91
<b>FIGURA 3.41.</b> COCIENTES DEMANDA–CAPACIDAD CON CARGA AXIAL Y FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR RESISTENCIAS PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES DISEÑADO CON $Q=4$ Y $Q=2$ , PARA EL EJE DÉBIL.	92
<b>FIGURA 3.42.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE TRES NIVELES CON $Q=4$ .	95
<b>FIGURA 3.43.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE 3 NIVELES CON $Q=2$ , EMPLEANDO EL CRITERIO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA, SEGÚN EL EUROCÓDIGO.	95
<b>FIGURA 3.44.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE 3 NIVELES CON $Q=2$ , EMPLEANDO EL CRITERIO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA, SEGÚN LA SECCIÓN TRANSFORMADA.	96
<b>FIGURA 3.45.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE SEIS NIVELES CON $Q=4$ .	98
<b>FIGURA 3.46.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE SEIS NIVELES CON $Q=2$ , EMPLEANDO EL CRITERIO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA, SEGÚN EL EUROCÓDIGO.	98
<b>FIGURA 3.47.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE SEIS NIVELES CON $Q=2$ , EMPLEANDO EL CRITERIO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA, SEGÚN LA SECCIÓN TRANSFORMADA.	99
<b>FIGURA 3.48.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE 15 NIVELES CON $Q=4$ .	101

<b>FIGURA 3.49.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE 15 NIVELES CON $Q=2$ , EMPLEANDO EL CRITERIO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA, SEGÚN EL EUROCÓDIGO. ....	101
<b>FIGURA 3.50.</b> DISTORSIONES DE ENTREPISO DEL MODELO DE 15 NIVELES CON $Q=2$ , EMPLEANDO EL CRITERIO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA, SEGÚN LA SECCIÓN TRANSFORMADA. ....	102
<b>FIGURA 3.51.</b> CONEXIÓN DE TRABE – COLUMNA COMPUESTA SRC. CORTESÍA DEL ING. CHÁVEZ. ....	104
<b>FIGURA 3.52.</b> EVALUACIÓN DE LOS COCIENTES DE RESISTENCIA A FLEXIÓN: COLUMNAS - VIGAS PARA LOS MODELOS DE 3, 6 Y 15 CON BASE A LA ECUACIÓN 5.15 LAS NTC-EM (2004). ....	105
<b>FIGURA 3.53.</b> REVISIÓN DEL MODELO DE TRES NIVELES CON $Q=4$ CON COLUMNAS ÚNICAMENTE DE PERFILES METÁLICOS, OBTENIDO MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS V 9.5. ....	106
<b>FIGURA 3.54.</b> REVISIÓN DEL MODELO DE 3 NIVELES CON $Q=2$ CON COLUMNAS ÚNICAMENTE DE PERFILES METÁLICOS, OBTENIDO MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS V 9.5. ....	106
<b>FIGURA 3.55.</b> REVISIÓN DEL MODELO DE SEIS NIVELES CON $Q=4$ CON COLUMNAS ÚNICAMENTE DE PERFILES METÁLICOS, OBTENIDO MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS V 9.5. ....	107
<b>FIGURA 3.56.</b> REVISIÓN DEL MODELO DE SEIS NIVELES CON $Q=2$ CON COLUMNAS ÚNICAMENTE DE PERFILES METÁLICOS, OBTENIDO MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS V 9.5. ....	108
<b>FIGURA 3.57.</b> REVISIÓN DEL MODELO DE 15 NIVELES CON $Q=4$ CON COLUMNAS ÚNICAMENTE DE PERFILES METÁLICOS, OBTENIDO MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS V 9.5. ....	109
<b>FIGURA 3.58.</b> REVISIÓN DEL MODELO DE 15 NIVELES CON $Q=2$ CON COLUMNAS ÚNICAMENTE DE PERFILES METÁLICOS, OBTENIDO MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS V 9.5. ....	110
<b>FIGURA 4.1.</b> DISCRETIZACIÓN EN FIBRAS DE LA COLUMNA COMPUESTA 0.6 x 0.6 m (EMPLEADO EN EL MODELO 3NQ4), CADA UNA DE ELLAS PRESENTA PROPIEDADES DIFERENTES DE $\Sigma$ -E. ....	113
<b>FIGURA 4.2.</b> DISCRETIZACIÓN EN FIBRAS DE LA VIGA W 18" x 35 Lb/FT, CADA UNA DE ELLAS PRESENTA PROPIEDADES DIFERENTES DE $\Sigma$ -E. ....	113
<b>FIGURA 4.3.</b> MODELO CONSTITUTIVO DE MATERIALES ASIGNADOS EN LAS COLUMNAS COMPUESTAS ....	114
<b>FIGURA 4.4.</b> MODELO CONSTITUTIVO ASIGNADO EN LAS VIGAS DE ACERO. ....	115
<b>FIGURA 4.5.</b> COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO CON ENDURECIMIENTO ISOTRÓPICO PARA UNIAxIAL MATERIAL STEEL02, (MANUAL OPENSEES 2012). ....	115
<b>FIGURA 4.6.</b> NIVELES DE CONFINAMIENTO EN UNA COLUMNA COMPUESTA DE PERFIL METÁLICO REVESTIDA DE CONCRETO REFORZADO (ADAPTADA DE DENAVIT, HAJJAR Y LEÓN 2010). ....	116
<b>FIGURA 4.7.</b> CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LOS MODELOS. ....	118
<b>FIGURA 4.8.</b> COMPARATIVA CURVA REAL - CURVA IDEALIZADA MOMENTO- ROTACIÓN, ELEMENTO TIPO COLUMNA. ....	119
<b>FIGURA 4.9.</b> COMPARATIVA CURVA REAL – CURVA IDEALIZADA MOMENTO- ROTACIÓN, ELEMENTO TIPO VIGA. ....	120
<b>FIGURA 4.10.</b> GRÁFICA IDEALIZADA MOMENTO-ROTACIÓN PARA COLUMNAS COMPUESTAS SRC EN MODELOS M3Q4 Y M3Q2. ....	120
<b>FIGURA 4.11.</b> GRÁFICA IDEALIZADA MOMENTO-ROTACIÓN PARA COLUMNAS COMPUESTAS SRC EN MODELOS M6Q4 Y M6Q2. ....	121
<b>FIGURA 4.12.</b> GRÁFICA IDEALIZADA MOMENTO-ROTACIÓN PARA COLUMNAS COMPUESTAS SRC EN MODELOS M15Q4 Y M15Q2. ....	121
<b>FIGURA 4.13.</b> GRÁFICA DE MOMENTO- ROTACIÓN DE LAS VIGAS DE ACERO. ....	122
<b>FIGURA 4.14.</b> CURVA DE CAPACIDAD PARA EL MODELO M3NQ4. ....	123
<b>FIGURA 4.15.</b> CURVA DE CAPACIDAD PARA EL MODELO M3NQ2. ....	123
<b>FIGURA 4.16.</b> CURVA DE CAPACIDAD PARA EL MODELO M6NQ4. ....	124
<b>FIGURA 4.17.</b> CURVA DE CAPACIDAD PARA EL MODELO M6NQ2. ....	124
<b>FIGURA 4.18.</b> CURVA DE CAPACIDAD PARA EL MODELO M15NQ4. ....	125
<b>FIGURA 4.19.</b> CURVA DE CAPACIDAD PARA EL MODELO M15NQ2. ....	125
<b>FIGURA 4.20.</b> DISTORSIONES POR NIVEL PARA EL MODELO M3NQ4. ....	126
<b>FIGURA 4.21.</b> DISTORSIONES POR NIVEL PARA EL MODELO M3NQ2. ....	127
<b>FIGURA 4.22.</b> DISTORSIONES POR NIVEL PARA EL MODELO M6NQ4. ....	127
<b>FIGURA 4.23.</b> DISTORSIONES POR NIVEL PARA EL MODELO M6NQ2. ....	128
<b>FIGURA 4.24.</b> DISTORSIONES POR NIVEL PARA EL MODELO M15NQ4. ....	128
<b>FIGURA 4.25.</b> DISTORSIONES POR NIVEL PARA EL MODELO M15NQ2. ....	129
<b>FIGURA 4.26.</b> REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO, $Q$ , Y EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS CON FINES DE DISEÑO $Q'$ (TENA Y CORREA 2008). ....	130

---

<b>FIGURA 4.27.</b> REPRESENTACIÓN DE LOS FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO $Q$ , $Q'$ Y $R$ PARA EL MODELO M3Q4.....	132
<b>FIGURA 4.28</b> DUCTILIDADES DE LOS MODELOS CON RESPECTO AL NÚMERO DE NIVELES.....	133
<b>FIGURA 4.29</b> SOBRERRESISTENCIAS CON RESPECTO A LA RELACIÓN $T/T_A$ .....	134
<b>FIGURA 4.30</b> SOBRERRESISTENCIAS CON RESPECTO A LA RELACIÓN DE ESBELTEZ $H/L$ .....	134
<b>FIGURA 4.31.</b> MECANISMO DE COLAPSO DEL MODELO M3Q4 ASOCIADAS AL ANÁLISIS INELÁSTICO CONSIDERANDO FUENTES DE SOBRERRESISTENCIA. ....	135
<b>FIGURA 4.32.</b> MECANISMO DE COLAPSO DEL MODELO M3Q2 ASOCIADAS AL ANÁLISIS INELÁSTICO CONSIDERANDO FUENTES DE SOBRERRESISTENCIA. ....	135
<b>FIGURA 4.33.</b> MECANISMO DE COLAPSO DEL MODELO M6Q4 ASOCIADAS AL ANÁLISIS INELÁSTICO CONSIDERANDO FUENTES DE SOBRERRESISTENCIA. ....	136
<b>FIGURA 4.34.</b> MECANISMO DE COLAPSO DEL MODELO M6Q2 ASOCIADAS AL ANÁLISIS INELÁSTICO CONSIDERANDO FUENTES DE SOBRERRESISTENCIA. ....	137
<b>FIGURA 4.35.</b> MECANISMO DE COLAPSO DEL MODELO M15Q4 ASOCIADAS AL ANÁLISIS INELÁSTICO CONSIDERANDO FUENTES DE SOBRERRESISTENCIA. ....	138
<b>FIGURA 4.36.</b> MECANISMO DE COLAPSO DEL MODELO M15Q2 ASOCIADAS AL ANÁLISIS INELÁSTICO CONSIDERANDO FUENTES DE SOBRERRESISTENCIA. ....	139

---

## Índice de Tablas

TABLA 1.1. DISTORSIONES PERMISIBLES DE ENTREPISOS ESPECIFICADAS EN TABLA A.1 DE LAS NTC-DS (2004) .....	5
TABLA 2.1 DUCTILIDADES OBTENIDAS DE LOS ANÁLISIS FIBRA (ADAPTADA DE EL-TAWIL Y DEIERLEIN 1999) .....	23
TABLA 2.2 PROPIEDADES DEL CONCRETO (ADAPTADA DE DENAVIT, HAJJAR Y LEÓN 2011) .....	28
TABLA 2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES (ADAPTADA DE NISHIMURA <i>ET AL.</i> 2004) .....	31
TABLA 3.1. SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES.....	74
TABLA 3. 2. FUERZAS SÍSMICAS OBTENIDAS CON LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES DISEÑADO CON $Q=4$ ..	79
TABLA 3. 3. FUERZAS SÍSMICAS OBTENIDAS CON LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES DISEÑADO CON $Q=2$ ..	79
TABLA 3.4. SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES.....	80
TABLA 3.5. FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN NTC-DS (2004) PARA EDIFICIO DE 6 NIVELES $Q=4$ .....	86
TABLA 3.6. FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN NTC-DS (2004) PARA EDIFICIO DE 6 NIVELES $Q=2$ .....	86
TABLA 3.7 SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES.....	87
TABLA 3.8. FUERZAS SÍSMICAS OBTENIDAS CON LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES CON $Q=4$ .....	93
TABLA 3.9. FUERZAS SÍSMICAS CON NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES CON $Q=2$ .....	93
TABLA 3.10. FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL APÉNDICE A DE LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES $Q=4$ .....	97
TABLA 3.11. FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL APÉNDICE A DE LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE TRES NIVELES $Q=2$ .....	97
TABLA 3.12. FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL APÉNDICE A DE LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES $Q=4$ .....	100
TABLA 3.13. FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL APÉNDICE A DE LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE SEIS NIVELES $Q=2$ .....	100
TABLA 3.14. FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL APÉNDICE A DE LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES $Q=4$ .....	103
TABLA 3.15. FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL APÉNDICE A DE LAS NTC-DS (2004) PARA EL EDIFICIO DE 15 NIVELES $Q=2$ .....	103
TABLA 3.16. COCIENTES DE RESISTENCIA A FLEXIÓN COLUMNAS A VIGAS PARA LOS MODELOS DE 3, 6 Y 15 .....	104
TABLA 4.1. DETALLES DE LOS MODELOS EN ESTUDIO .....	117
TABLA 4.2. RESISTENCIAS ESPERADAS PARA EL ACERO ESTRUCTURAL UTILIZADO EN LOS ANÁLISIS.....	118
TABLA 4.3. FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO .....	132



## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Introducción

El concreto reforzado y el acero estructural han sido de los materiales más empleados en la industria de la construcción en México. El sistema en construcción compuesta surge de la necesidad de tener estructuras con un mejor comportamiento sísmico y resistencia al fuego, es por ello que se plantea la idea de aprovechar las ventajas que ofrece cada uno de estos materiales pudiendo destacar las siguientes: el concreto reforzado es rígido, económico, durable y con una alta resistencia al fuego y a la corrosión, entre otras ventajas; mientras tanto, el acero estructural es resistente, dúctil, fácil de fabricar en el taller, rápido de montar en la obra, ligero, entre otras ventajas. Es así como este sistema constructivo ha sido empleado principalmente en edificios y puentes, maximizando las ventajas y minimizando las desventajas de ambos materiales trabajando individualmente.

Se ha observado en las últimas tres décadas el incremento de la construcción compuesta en México debido a la gran aceptación que ha tenido en países como Japón, China, Corea, y Estados Unidos; ya que este sistema constructivo según investigaciones ha demostrado ser una de las mejores opciones en el mercado para edificios debido a su comportamiento sísmico y su rápida construcción.

En México empleamos la construcción compuesta para diversos elementos estructurales, entre los que podemos destacar las armaduras, sistemas de piso, trabes y columnas para mejorar su respuesta estructural. En particular, en secciones compuestas para columnas podemos mencionar dos grupos: (1) secciones de concreto reforzado con acero estructural, donde existe un perfil de acero estructural embebido en una sección de concreto reforzado y (2) secciones tubulares circulares o rectangulares de acero rellenas de concreto.

Actualmente en el mundo se han realizado mayor número de investigaciones en el sistema de secciones tubulares de acero rellenas de concreto, es por ello que este trabajo decidió enfocarse al estudio de marcos resistentes a momento con columnas compuestas de perfiles metálicos embebidos en concreto reforzado; ya que en México es el sistema con columnas compuestas mayor empleado.

Sin embargo existe una falta de orientación cualitativa y cuantitativa de la reglamentación vigente en nuestro país para el diseño y desempeño de este tipo de estructuras. Es por ello que surge la necesidad de contribuir en la investigación en México referente al comportamiento sísmico de este sistema constructivo, ya que actualmente en nuestro país contamos con información escasa en el tema, y debido a ello el objeto del presente estudio se enfocó en la evaluación del comportamiento sísmico de marcos a momento con columnas compuestas de perfiles metálicos embebidos en concreto reforzado. A este tipo de sección compuesta también se le conoce en la literatura internacional con el término en inglés *Steel-Reinforced Concrete*, o bien, por el acrónimo *SRC*.

Las columnas compuestas SRC están integradas por un (o varios) perfil de acero estructural laminado o armado, el cual es también revestido por una sección de concreto reforzado como se muestra en las figuras 1.1 y 1.2. El perfil de acero estructural es con

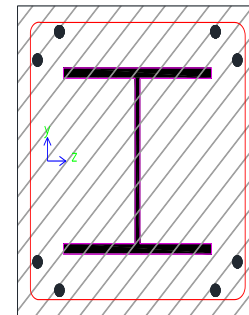
frecuencia una sección I de patín ancho, aunque también se han empleado con forma circular, T, canal, entre otras. El concreto se aprovecha para reforzar y proteger al acero estructural contra el fuego y la corrosión. Al igual que para las secciones de concreto reforzado, las secciones compuestas SRC también requieren de refuerzo longitudinal y transversal para confinar a la sección de concreto y proveer resistencia complementaria. Además, se requerirán para este tipo de secciones compuestas el uso de pernos o conectores de cortante para proporcionar un adecuado mecanismo de transferencia de las cargas entre el acero y el concreto para garantizar su acción compuesta.

Durante la etapa de montaje y construcción de la estructura compuesta, la columna de acero tiene que diseñarse para soportar las cargas de gravedad y laterales que ocurran durante esta etapa. Posteriormente, las columnas de acero se recubrirán de concreto reforzado para proporcionar a la estructura la resistencia y rigidez final para las cargas últimas de diseño.

Constructivamente, la estructura de acero y el sistema de piso se montan rápidamente. Con un buen detallado en la conexión viga-columna, el revestimiento de concreto en las columnas y nodos podría alterar las conexiones con las vigas de acero para poder resistir momento flector parcial o total (Perea y León 2010).



**Figura 1.1.** Marco a momento con columna compuesta SRC.  
Cortesía: Ing. Chávez



**Figura 1.2.** Sección compuesta SRC.

Existen diversas ventajas, aunque también algunos inconvenientes, que caracterizan a este sistema constructivo. Entre las ventajas del sistema se pueden mencionar:

- Una rápida ejecución de proyectos de gran altura.
- Las columnas compuestas SRC ofrecen mayor resistencia y rigidez que, por ejemplo, una columna de concreto reforzado del mismo tamaño, o que una columna de acero empleando el mismo perfil de acero.
- Mayor resistencia a fuego y corrosión del perfil de acero debido al recubrimiento de concreto.

- Buen comportamiento ante fuerzas sísmicas, y con una adecuada capacidad de deformación.
- Elementos en acción compuesta generalmente tienden a ser más ligeros, lo cual permitirá reducir las cargas en la cimentación y sus fuerzas inerciales.
- Debido a un buen comportamiento del sistema, es posible reducir la densidad del acero de refuerzo, y con ellos los costos y sus maniobras.
- Es una buena alternativa para edificios de mediana y gran altura en zonas sísmicas, ya que permite la disminución de elementos muy rígidos (e.g., muros de cortante o contravientos), o bien, al combinarlos mejora el desempeño de los marcos en la dirección más desfavorable.



**Figura 1.3.** Recubrimiento del perfil metálico por acero de refuerzo y concreto armado.  
Cortesía: Ing. Chávez.

Dentro de los inconvenientes que los ingenieros pueden enfrentar con el uso de columnas compuestas, se pueden mencionar los siguientes:

- El sistema constructivo es más complejo de coordinar, debido a que ambos frentes (i.e., la industria del acero y la industria del concreto) tienen que trabajar en conjunto.
- El diseño y ejecución de las conexiones viga-columna es más detallado que, por ejemplo, en una unión viga-columna de solo concreto o solo acero. Sin embargo, la confiabilidad de una buena conexión con elementos compuestos generalmente será mayor que la confiabilidad de uniones con elementos de solo acero o solo concreto.

- Ausencia de especificaciones integrales en el país relacionadas con el análisis y diseño (Perea y León 2010). Esta desventaja tenderá a desaparecer conforme se desarrolle nueva investigación y crezca el conocimiento de los sistemas compuestos; el presente trabajo de investigación tiene por objeto abordar el inconveniente descrito en este párrafo. Mayores detalles sobre la problemática actual relacionada con el análisis y el diseño de marcos resistentes a momento con columnas compuestas se comentan en la siguiente sección.

## 1.2. Problemática actual en el diseño sísmico de estructuras compuestas

Se ha observado en la última década un incremento notable del empleo del sistema constructivo en construcción híbrida y compuesta. Este impulso se ha debido a los siguientes factores: mejor calidad de los concretos, procesos de diseño mejor definidos, y uso de software más avanzado para modelar este tipo de proyectos que permiten evaluar mejor el comportamiento estructural. Además, este sistema ha demostrado ser una buena alternativa de estructuración en zonas sísmicas, ya que disminuye la necesidad de elementos muy rígidos (e.g., muros de cortante o contravientos) en la estructuración, o bien, los combina para mejorar el desempeño de los marcos en la dirección donde los marcos sean más vulnerables. Sin embargo, hay una notable falta de orientación cualitativa y cuantitativa para el diseño sísmico de estas estructuras compuestas. Algunos ejemplos sobre lo anterior se discuten a continuación.

### 1.2.1. Factor de comportamiento sísmico, $Q$

El documento de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-DS 2004) menciona en su Capítulo 5 los requisitos que debe cumplir una estructura para considerar cierto valor del Factor de Comportamiento Sísmico ( $Q$ ). Este factor indica cualitativamente la capacidad de ductilidad de la estructura. Para marcos compuestos, al igual que en marcos de acero o marcos de concreto, las NTC-DS (2004) aceptan valores entre 2 a 4. Por ejemplo, la sección 5.1 señala lo siguiente:

*Se usará  $Q=4$ , cuando se cumplan los siguientes requisitos:  
a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales...*

Sin embargo, el uso de este valor en marcos compuestos no ha sido totalmente justificado. Dicho valor se ha adoptado suponiendo que los marcos compuestos presentan un comportamiento tan dúctil como el que pueden desarrollar los marcos de acero estructural o los marcos de concreto reforzado.

Una consecuencia de no tomar adecuadamente este factor se refleja en el nivel de daño que asimila la estructura al incursionar en su intervalo inelástico ante excitaciones sísmicas significativas manifestándose en costos de rehabilitación estructural, seguridad de vidas, o en un desempeño estructural deficiente debido a deformaciones excesivas. El factor de reducción de fuerzas sísmicas,  $Q'$ , se estima en función del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , que -entre otras cosas- refleja la capacidad de deformación plástica de la estructura sismorresistente.

### 1.2.2. Factor de sobrerresistencia, $R$

El factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , descrito en el Apéndice A de las NTC-DS (2004), fue propuesto con base en un número reducido de estudios de marcos de concreto bidimensionales (Tena y Correa 2008). No obstante, este factor  $R$  que depende del periodo de la estructura, se aplica indistintamente sin considerar que no es necesariamente representativa de otros sistemas, entre ellos los marcos con columnas compuestas.

### 1.2.3. Distorsiones permisibles

La Tabla 1.1 (Tabla A.1 en el Apéndice A de las NTC-DS 2004) presenta las distorsiones permisibles de entrepisos para los distintos sistemas estructurales. Desafortunadamente, esta tabla no hace mención de elementos compuestos y, por lo tanto, queda a criterio del diseñador la selección de la distorsión permisible de estructuras compuestas. En ausencia de mayor información, lo común será suponer en marcos compuestos una distorsión permisible similar a la especificada para marcos de acero o concreto, es decir, distorsión máxima de 0.030 para marcos compuestos dúctiles ( $Q = 3$  ó  $4$ ), y distorsión máxima de 0.015 para marcos compuestos con ductilidad limitada ( $Q = 1$  ó  $2$ ).

**Tabla 1.1. Distorsiones permisibles de entrepisos especificadas en Tabla A.1 de las NTC-DS (2004)**

<b>Sistema Estructural</b>	<b>Distorsión</b>
Marcos dúctiles de concreto reforzado ( $Q= 3$ ó $4$ )	0.030
Marcos dúctiles de acero ( $Q= 3$ ó $4$ )	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ( $Q= 1$ ó $2$ )	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto reforzado ( $Q=3$ )	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ( $Q=1$ ó $2$ )	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

El presente trabajo de investigación pretende evaluar y determinar los factores de desempeño sísmico descritos anteriormente para algunos marcos a momento con columnas compuestas de perfiles de acero rellenos de concreto reforzado.

### 1.3. Objetivos

#### 1.3.1. Objetivos generales

El objetivo principal de la presente investigación es realizar una evaluación del comportamiento sísmico de marcos a momento con columnas compuestas de perfiles de acero embebidos en concreto reforzado (también conocidos como secciones compuestas *SRC* o *Steel-Reinforced Concrete*). A la vez, presentar recomendaciones de diseño sísmico relacionadas a los factores de desempeño, tales como el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) y el factor de sobrerresistencia ( $R$ ).

#### 1.3.2. Objetivos específicos

Estudiar el comportamiento y desempeño sísmico de marcos resistentes a momento con columnas compuestas del tipo perfiles de acero embebidos en secciones de concreto reforzado. Lo anterior a través de las siguientes etapas:

- Con base en análisis elásticos de segundo orden, diseñar marcos a momento con columnas compuestas que sirvan como modelos de calibración para los análisis computacionales siguientes.
- A partir de los anteriores diseños preliminares, evaluar el cociente de resistencias entre columnas y vigas que garanticen un mecanismo plástico dúctil.
- A partir de los anteriores diseños preliminares, realizar análisis inelásticos de segundo orden estáticos ante carga monótonamente incremental.
- A partir de los anteriores análisis inelásticos, obtener las curvas de capacidad de los modelos propuestos y su evolución en el desarrollo de articulaciones plásticas hasta la generación del mecanismo de colapso.
- A partir de los resultados obtenidos con los anteriores análisis inelásticos, determinar y evaluar para cada sistema los parámetros de desempeño sísmico, como el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) y el factor de sobrerresistencia ( $R$ ).
- Establecer algunas recomendaciones para el diseño sísmico de estructuras en construcción compuesta con columnas compuestas SRC.

## 1.4. Metodología y alcances

Se realiza el estudio de algunas configuraciones estructurales de marcos resistentes a momento con columnas compuesta SRC. Para ello, se analizan edificios de 3, 6 y 15 niveles, todos ellos con uso tipo oficinas, ubicados en la zona lacustre (zona IIIb) de la Ciudad de México.

Respecto a los análisis estructurales, se emplearon los siguientes programas. Para realizar los análisis elásticos se utilizó el software ETABS V9.5 (programa comercial enfocado a edificaciones). Para efectuar los análisis inelásticos se utilizó el programa OpenSEES 2012 (programa de acceso libre para la simulación avanzada de sistemas estructurales con comportamiento no lineal).

Acerca de reglamentos de diseño, se utilizó el AISC 2010 para el diseño de secciones compuestas, las NTC-DS (2004) para el análisis sísmico, y el Eurocódigo 4 (2004) para determinar la rigidez efectiva a flexión de los elementos compuestos.

## 1.5. Organización de la tesis

El presente documento está organizado en 5 capítulos, los cuales está descritos a continuación.

- En el presente Capítulo 1 se ofrece una introducción de los sistemas compuestos, los objetivos generales y específicos de la investigación, y la metodología, los alcances y un breve resumen del contenido de la misma.
- El Capítulo 2 presenta algunos detalles de edificios que han sido construidos con este sistema compuesto en México. En la sección 2.2 se presenta un resumen de algunas investigaciones relacionadas con el sistema estructural compuesto con columnas SRC, ordenándolas por tema de interés: modelos constitutivos, estudios experimentales y discusiones; enfatizando en aquellas que hayan caracterizado el comportamiento como elemento y/o sistema estructural. Por último, en la sección 2.3 se resumen algunas especificaciones relacionadas con el análisis y diseño de estructuras con columnas compuestas.
- El Capítulo 3 se enfoca en los resultados obtenidos de los análisis elásticos de segundo orden; antes, se resumen las características de cada uno de los prototipos seleccionados (e.g., geometría, condiciones y combinaciones de carga), y se discuten los resultados obtenidos de dichos análisis, incluyendo el cálculo de las fuerzas sísmicas a partir de los análisis dinámicos modales espectrales.
- El Capítulo 4 se encamina a los análisis inelásticos de segundo orden. Estos análisis se realizaron con el programa de análisis no-lineal OpenSEES 2012, en el cual se modela el marco con elementos no-lineales y, en sus puntos de integración, se discretiza la sección transversal compuesta como un arreglo de fibras a las que se asignan los correspondientes modelos constitutivos de los materiales. Estos marcos fueron sometidos a carga lateral monótonamente creciente y, a partir de la curva de capacidad, se obtuvieron los factores de desempeño sísmico.

- El Capítulo 5 es referente a las conclusiones; en él se plasma un breve resumen de la investigación realizada, los objetivos alcanzados, así como recomendaciones y trabajos futuros.



## CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES

Los marcos a momentos con columnas compuestas de perfiles de acero ahogados en concreto reforzado, conocidos en la literatura internacional como *Steel-Reinforced Concrete* o su acrónimo *SRC*, han sido implantados con éxito en diversos proyectos y obras civiles debido a todas las ventajas estructurales que ofrece este sistema constructivo. Estos elementos compuestos han sido principalmente utilizados en edificios de gran altura, ya que resulta conveniente en éstos la sinergia que ofrecen las columnas compuestas en términos de su resistencia, rigidez y capacidad de deformación (Perea y León 2010).

En este capítulo se ilustran algunos detalles de edificios en México que han sido resueltos con este sistema. Aunque la lista no incluye un inventario completo, se enfatizan diversas ventajas y aspectos interesantes del sistema estructural. Para mayor información, se sugiere consultar otras referencias disponibles en la literatura especializada que proporcionan mayores detalles históricos sobre el desarrollo y construcción de sistemas compuestos en otras regiones, por ejemplo Viest *et al.* (1997) en Estados Unidos, Morino y Kawaguchi (2005) en Japón, Lange y Kurz (2011) en Alemania, Perea y León (2010) en México, entre otros.

En la sección 2.2 se presenta un resumen de algunas investigaciones relacionadas con el sistema estructural compuesto con columnas SRC, ordenándolas por tema de interés: modelos constitutivos, estudios experimentales y discusiones; enfatizando en aquellas que hayan caracterizado el comportamiento como elemento y/o sistema estructural. Finalmente, en la sección 2.3 se resumen algunas especificaciones relacionadas con el análisis y diseño de estructuras con columnas compuestas. En dicha sección se discuten las disposiciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004, y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2004) y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (2004). Asimismo, se resumen las especificaciones del AISC (2010), AISC 341 (2010) y el Eurocódigo EC-4 (2004), donde se hace referencia al sistema constructivo objeto de esta tesis.

## 2.1. Edificios construidos en México con columnas compuestas SRC

Entre los primeros edificios de mediana altura en construcción mixta en México es la Torre Reforma Avantel (figura 2.1), ubicado en Av. Paseo de la Reforma No. 265, Ciudad de México, diseñado a mediados de los años 90's por la empresa EMRSA (Martínez-Romero 1999). Este edificio de 26 niveles y 2 sótanos, está estructurado con marcos resistentes a momento en ambas direcciones, y columnas compuestas de secciones circulares y rectangulares con un perfil I de acero ahogado en una sección de concreto reforzado con resistencia de  $f'_c = 39.2$  MPa (Perea y León 2010).



**Figura 2.1.** Edificio Torre Reforma Avantel.  
Fuente: El Universal



**Figura 2.2.** Edificio Corporativo de Banorte Qurvic.  
Fuente: arq.com.mx

El edificio Corporativo Qurvic (Banorte), ubicado en Santa Fe - Ciudad de México (figura 2.2); construido con columnas compuestas SRC. Originalmente este edificio de 19 niveles, diseñado por la firma EMRSA, se diseñó con concreto; sin embargo, debido al retraso que llevaba el programa de construcción por problemas en la excavación y a fin de agilizar el proceso constructivo de la estructura metálica, se decidió ahogar columnas metálicas de montaje en secciones de concreto. Dicho cambio se realizó sin detener el proceso constructivo, además facilitó las conexiones de algunos volados de las fachadas y trajo consigo la reducción del costo en la construcción (Martínez-Romero 2003, Perea y León 2010).

La Secretaría de Relaciones exteriores (figura 2.3) se ubica en Plaza Juárez No. 20, Col. Centro, Delegación Cuauhtémoc, México, D.F. El edificio está formado por 22 niveles y tiene una altura de 112.20 metros medidos desde el nivel de banquetta hasta el nivel helipuerto. La estructura del edificio está conformada por columnas compuestas con base en concreto reforzado y un núcleo de acero; para dar mayor rigidez al núcleo, se colocaron contravientos con perfiles laminados contribuyendo a un mejor comportamiento sísmico.



**Figura 2.3.** Edificio Secretaría de Relaciones Exteriores.

Fuente: [www.esmas.com.mx](http://www.esmas.com.mx)

Una de las obras más destacadas en México es la Torre Mayor. La construcción se inició en 1999 y concluyó a finales de 2003 bajo la coordinación de ICA Reichmann International (figura 2.4). Es un rascacielos ubicado en la Ciudad de México en Paseo de la Reforma No. 505, Delegación Cuauhtémoc. Tiene una altura de 230.4 m y 55 pisos, además de cuatro niveles de estacionamiento subterráneo y nueve sobre el nivel de la calle. Es considerada junto con la US Bank Tower, Torre Pemex, Torre Latinoamericana, como uno de los rascacielos más resistentes y de mayor tolerancia sísmica, de acuerdo con el sitio web del inmueble ([www.torremayor.com.mx](http://www.torremayor.com.mx)). La estructura es de acero, aunque las columnas perimetrales e interiores, desde la cimentación hasta el piso 30, están recubiertas de concreto reforzado a fin de agregar resistencia, rigidez y protección contra incendios. Además cuenta con 98 amortiguadores viscosos tipo Taylor, los cuales reducen al mínimo su desplazamiento durante un sismo, amortiguando y disipando una porción importante de la energía que el edificio absorbe. La construcción requirió de 46,916 m<sup>3</sup> de concreto y 21,200 toneladas de acero estructural (figura 2.5 y 2.6).



**Figura 2.4.**  
Torre Mayor (2000).



**Figura 2.5.**  
Torre Mayor (2001).



**Figura 2.6.**  
Torre Mayor (2003).

Fuente: [www.torremayor.com.mx](http://www.torremayor.com.mx)

El complejo Reforma 222 es un grupo de tres torres ubicadas en Paseo de la Reforma No. 222, Delegación Cuauhtémoc en la Ciudad de México (figura 2.7 y 2.8). Las tres torres fueron diseñadas por el arquitecto mexicano Teodoro González de León. El complejo fue presentado en el año 2003 como proyecto por el Grupo Danhos a base de perfiles I ahogados en concreto reforzado; la primera piedra se puso a principios de 2004 y se inauguró a finales de 2008. La altura de la Torre 1 Reforma 222 es de 125.8 m (sexto edificio más alto de Paseo de la Reforma) con 31 pisos de uso residencial. La Torre 2 Reforma 222 tiene una altura de 125.8 con 26 pisos de uso de oficinas. La Torre 3 es de 93.4 metros con 19 pisos.



**Figura 2.7.** Torre 1 Reforma 222 (2006).  
Fuente: wikipedia.com



**Figura 2.8.** Complejo Reforma 222.  
Fuente: [www.reforma222.com.mx](http://www.reforma222.com.mx)

Aicon (Telefónica Movistar- figura 2.9), ubicado en Prolongación Paseo de la Reforma 1200, Col. Cruz Manca en el corredor Santa Fe, Ciudad de México, con uso de oficinas, consta de 20 niveles, con un altura aproximada de 94 niveles. Este presentó muchos cambios desde que se concluyó el proyecto original; se eliminó un eje de columnas intermedio y se optó por que las demás columnas fueran compuestas (Martínez-Romero 2003, Perea y León 2010).



**Figura 2.9.** Edificio Telefónica Movistar. Fuente: [www.emporis.com](http://www.emporis.com)

Edificio de Viviendas ubicado en Lago Zurich No. 96, Col. Ampliación Granada Delegación Miguel Hidalgo, Ciudad de México. El diseño arquitectónico está desarrollado



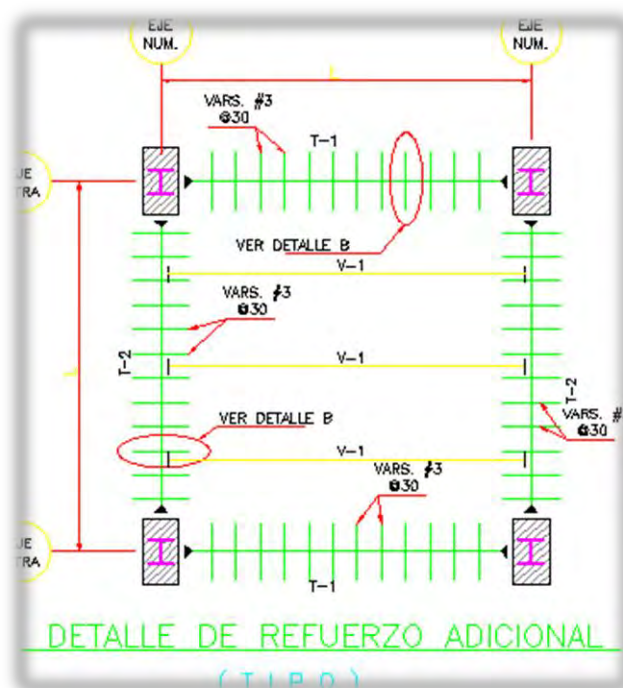
por el Arq. Fernando Romero del despacho LAR. Es atribuido como edificio moderno con una altura mediana de 65 metros, 17 niveles. Actualmente se encuentra en proceso de acabados ejecutándose la obra, teniendo como tiempo de entrega a finales del 2012. El sistema constructivo que se emplea para este edificio consta de columnas compuestas con perfiles de acero estructural IR305x129.5 o W12x87 revestidas de concreto reforzado de 50 x 150 cm, con varillas longitudinales del #10 y estribos del #4 (ver detalle en figura 2.10, 2.11, 2.12).



**Figura 2.10.** Torre de Oficinas en Lago Zurich.  
Cortesía: Ing. Chávez.



**Figura 2.11.** Columna compuesta previo al colado.  
Cortesía: Ing. Chávez.



**Figura 2.12.** Detalle de refuerzo.  
Cortesía: Ing. Chávez.

Estación de Transferencia Mexipuerto - Ciudad Azteca (figura 2.13), ubicado a un costado de la estación terminal de la línea B del Metro, Ciudad Azteca en Ecatepec, Estado de México. Esta obra es un desarrollo arquitectónico con 80 mil metros cuadrados de construcción, que sigue las tendencias a nivel internacional de flujos peatonales y vehiculares con 17 líneas de transporte masivo; este concepto moderno modificó por completo el entorno en la parte oriente del Estado de México. La superestructura contó con columnas compuestas de perfiles metálicos revestidos de concreto reforzado. Esta obra comenzó a operar, en el bloque oriente en noviembre del 2009, y en el bloque poniente en noviembre del 2011.



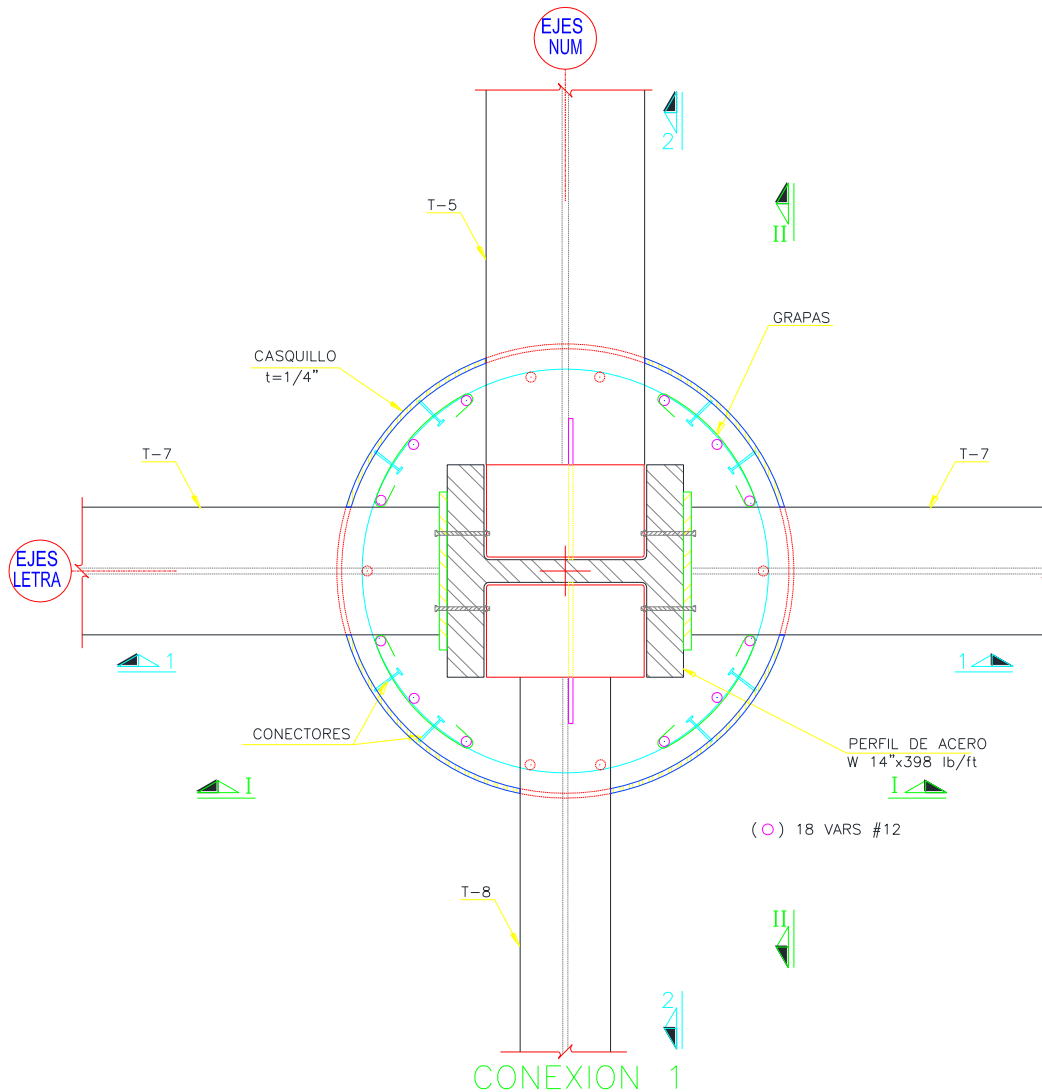
**Figura 2.13.** Mexipuerto Ciudad Azteca.

Fuente: wikipedia.com

Uno de los proyectos con columnas compuestas en proceso de construcción es la Torre Cervantes. Esta obra comenzó en noviembre del 2011, y estará ubicada en Miguel de Cervantes Saavedra No. 303, Col Ampliación Granada, México D.F. El diseño de la estructura contempla columnas compuestas con perfiles de acero estructural W12x106, W12x152 y W14x283, las cuales serán revestidas con una sección circular de concreto reforzado de 1.8 m de diámetro. Actualmente se encuentra en fase de montaje de los últimos 6 niveles (detalle en figura 2.14 y 2.15).



**Figura 2.14.** Proceso de montaje en Torre Cervantes. Cortesía: Ing. Chávez.



**Figura 2.15.** Detalle de conexión en torre cervantes.  
Cortesía: Ing. Chávez.

Un proyecto próximo con columnas compuestas es la Ampliación del Hospital Infantil Privado de Start Médica, que consistirá en columnas compuestas de perfiles metálicos revestidas de concreto reforzado W14x72, ubicado en la calle de Nueva York esquina con Viaducto Río Becerra, Colonia Nápoles.

## **2.2. Investigaciones sobre columnas y sistemas estructurales compuestos**

### **2.2.1. Modelos constitutivos**

Con base a los modelos constitutivos de los materiales será el grado de refinación de los resultados de los análisis con fibras; se ha buscado la calibración de curvas uniaxiales de esfuerzo-deformación de los materiales a fin de igual el comportamiento observado con ensayos experimentales o análisis elementos finitos.

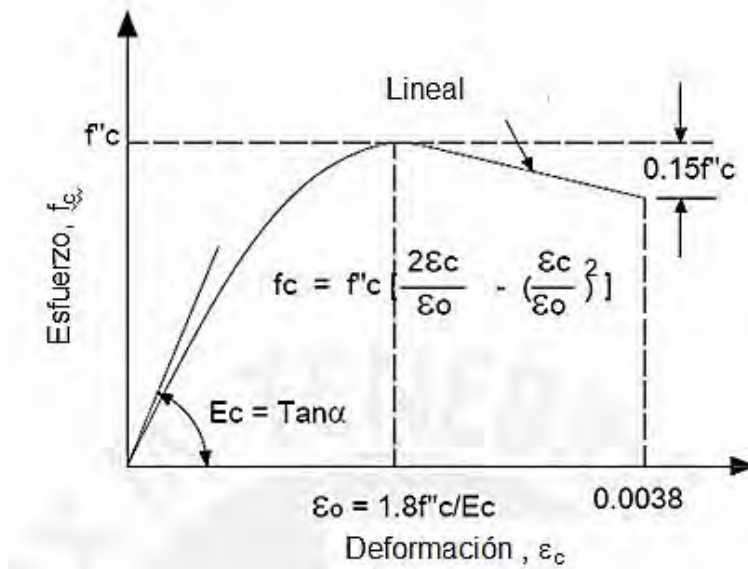
En un inicio se realizaron representaciones sencillas de las propiedades inelásticas del acero estructural y el concreto reforzado; mencionando para el acero estructural, el modelo elastoplástico perfecto, el cual ignora la resistencia posterior a la fluencia y el aumento debido al endurecimiento por deformación. Otro modelo constitutivo empleado para el acero, es el trilineal, el cual considera el endurecimiento por deformación por medio de una pendiente ascendente. Un modelo más refinado para este material es el elastoplástico con endurecimiento curvo en donde el rango elástico y el de fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola de segundo o tercer grado.

A fin de representar el comportamiento no-lineal del concreto reforzado se han propuesto diferentes modelos constitutivos, destacando entre ellos al modelo de Hognestad – modificado (1954), Kent y Park (1971), Popovics (1973). Existen nuevos modelos de esfuerzo – deformación los cuales toman en cuenta los diferentes grados de confinamiento del concreto por estribos, entre los que podemos mencionar a Kent y Park (1980), Mander *et al.* (1988), entre otros.

En el caso de elementos compuestos SRC, Denavit, Hajjar y León (2011) proponen un modelo unificado de esfuerzo- deformación con base a las propuestas de Mander *et al.* (1988) y El Tawil y Deierlein (1999). El cual considera diferentes niveles de confinamiento en el concreto de acuerdo al confinamiento que le proporciona el perfil estructural y las barras de refuerzo.

Dando una breve reseña de los modelos mencionados tenemos el modelo de Hognestad modificado (1954), el cual considera al concreto en compresión no confinado con un comportamiento monotónico; está integrado por una curva parabólica ascendente hasta la resistencia máxima y un tramo lineal descendiente posterior a este (figura 2.16).





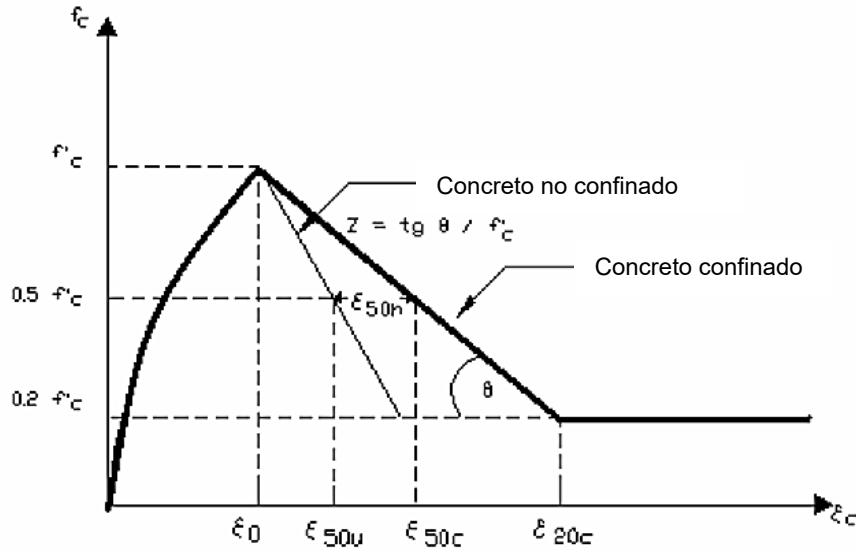
**Figura 2.16.** Modelo de esfuerzo- deformación propuesto para el concreto no confinado (adaptada de Hognestad 1954).

El modelo propuesto por Kent y Park (1971) ha sido muy utilizado por varios investigadores desde hace varias décadas, ya que es un modelo bastante conservador para el concreto confinado y no confinado. Destaca por que contempla un incremento de la ductilidad por el confinamiento pero no un incremento de la resistencia. En figura 2.17 se aprecian las dos curvas, la interior corresponde a la del concreto no confinado y la exterior a la del concreto confinado por los estribos. Para ambos casos se alcanza la misma resistencia en compresión  $f'_c$ , pero la deformación es diferente para el concreto confinado y no confinado, teniendo como máxima deformación unitaria  $\varepsilon_u$  para el primer caso:

$$\varepsilon_u = \varepsilon_o + \frac{0.8}{Z} \quad (2.1)$$

Y para el concreto no confinado:

$$\varepsilon_c = \frac{2 f'_c}{E_c} \quad (2.2)$$

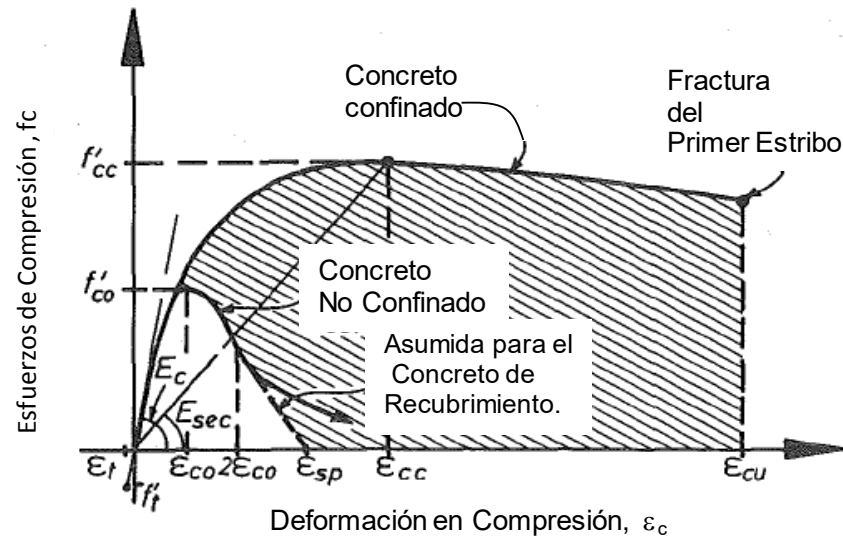


**Figura 2.17.** Modelo de esfuerzo- deformación en concreto simple y confinado (adaptada de Kent – Park 1971).

El modelo propuesto por Popovics considera dos niveles de confinamiento en el concreto reforzado debido a los estribos; está conformado por una curva continua en la etapa elástica en términos de su resistencia pico ( $f'_c$ ,  $\epsilon_c$ ), de un coeficiente empírico y de dos curvas descendentes:

$$n = \frac{E_c}{E_c - f_c / \epsilon_c} \quad (2.3)$$

Mander *et al.* (1988) desarrollaron una formulación para determinar el confinamiento efectivo del concreto armado en columnas a partir de pruebas experimentales ante carga monótonamente. Basada en la ecuación de Popovics (1973), los autores propusieron un modelo unificado de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado aplicable para columnas circulares y rectangulares de concreto reforzado (figura 2.18).



**Figura 2.18.** Modelo propuesto para carga estática incremental en concreto confinado y no confinado (adaptada de Mander *et al.* 1988).

En la figura anterior, los parámetros para el concreto son:

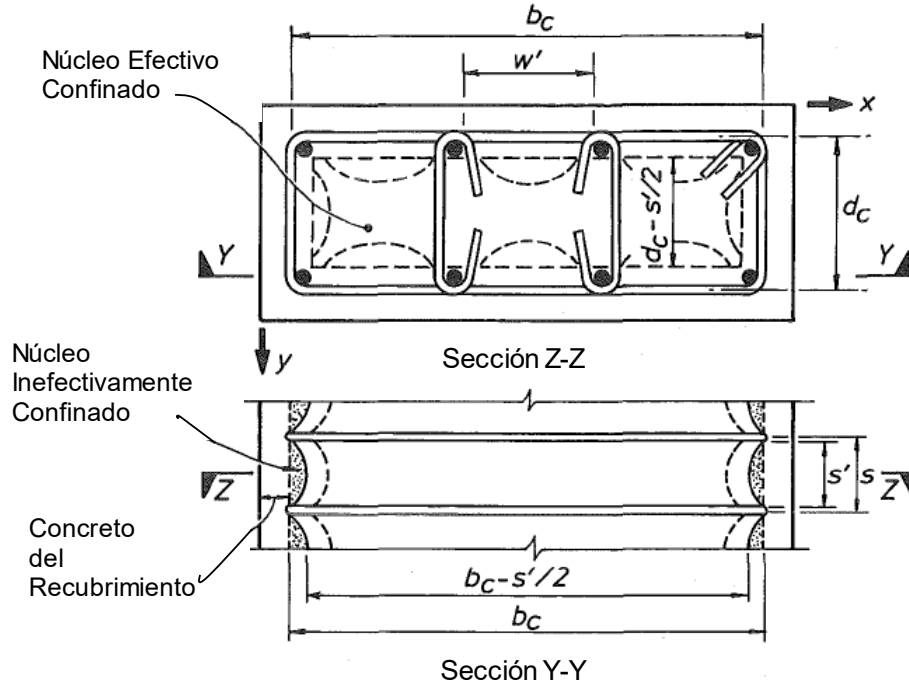
$f'_{cc}$  : es la resistencia a compresión del concreto confinado.

$\epsilon_c$  : es la deformación longitudinal del concreto a compresión

$f'_{co}$  : es la resistencia a compresión del concreto no confinado.

$\epsilon_c$  : es la deformación longitudinal del concreto del recubrimiento.

La sección más confinada, de acuerdo con los autores, no sólo es la que está dentro de los estribos sino la que se encuentra en la parte del núcleo delimitada por una parábola de segundo orden, y cuya pendiente inicial es de  $45^\circ$ ; en el plano horizontal esto ocurre de barra a barra, y en el plano vertical entre los estribos. El núcleo efectivo ilustrado en la figura 2.19 está altamente confinado y la zona denominada como ineficientemente confinada debe de incluirse en la región externa de la parábola.



**Figura 2.19.** Núcleo efectivamente confinado por el refuerzo de estribos rectangulares en columnas de concreto reforzado (adaptada de Mander *et al.* 1988).

Con base a esto Mander *et al.* (1988) propusieron la siguiente formulación, para determinar los esfuerzos de confinamiento efectivo del concreto armado en las columnas para ambos ejes:

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (2.4)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (2.5)$$

Dónde, el coeficiente efectivo de confinamiento, es de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.6)$$

Para las cuantías de acero transversal confinado, proponen dos ecuaciones, si la columna no es simétrica en ambos ejes:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (2.7)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (2.8)$$

dónde:

$A_{sx}$  y  $A_{sy}$ : área total de barras transversales en el eje x y y.

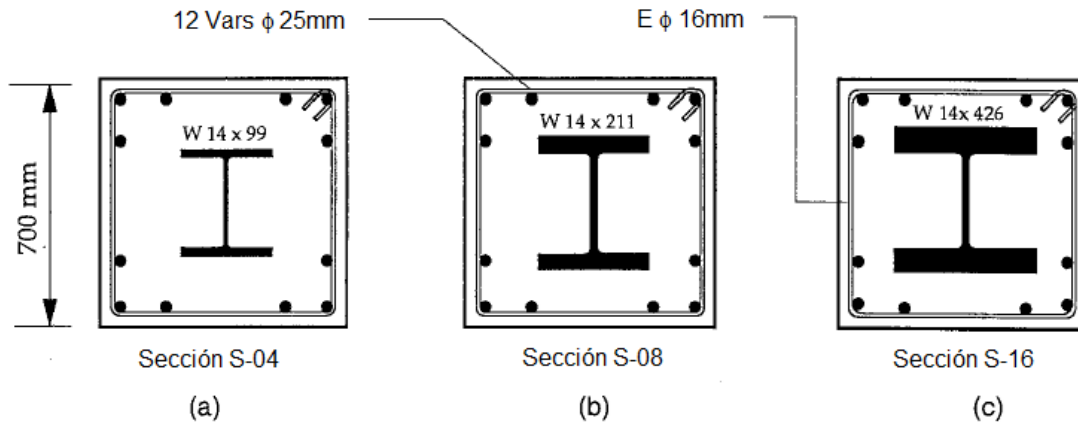
Y los esfuerzos laterales de confinamiento, se calculan de acuerdo a las dos ecuaciones para el eje x e y:

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (2.9)$$

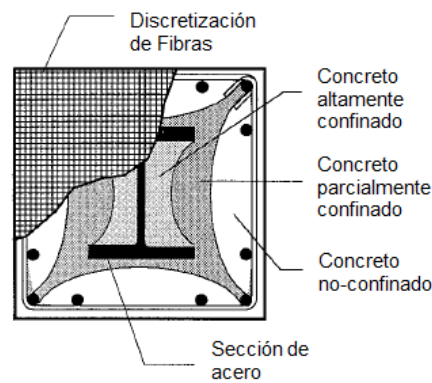
$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (2.10)$$

El-Tawil y Deierlein (1999) realizaron análisis de fibras a secciones SRC para investigar los modelos constitutivos de los materiales, observar el comportamiento sísmico y requerimientos de diseño de este tipo de columnas. Todas las columnas estudiadas fueron rectangulares de 70cm x 70cm, el refuerzo longitudinal consistió en 12 barras de 25mm de diámetro, sin embargo, se propusieron diferentes relaciones entre el área del acero estructural ( $A_s$ ) y el área gruesa ( $A_g$ ) de  $A_s/A_g = 0.04, 0.08$  y  $0.16$ . El refuerzo transversal (no sísmico) consistió en estribos de 16mm espaciados a 32cm, lo cual cumple con los requerimientos del código ACI 318. Además, se propuso refuerzo transversal (sísmico) para investigar y evaluar el efecto del confinamiento en la resistencia y ductilidad de la columna compuesta, este refuerzo consistió en estribos de 16mm de diámetro espaciados a cada 10cms. El esfuerzo de fluencia utilizado en el acero de refuerzo y en el acero estructural fue de 60 ksi y 50 ksi, respectivamente. Se utilizaron tres resistencias del concreto de 4, 10 y 16 ksi, representando baja, media y alta resistencia, respectivamente. Esta investigación se limitó a columnas cortas, por lo tanto, no se considera el efecto de esbeltez.

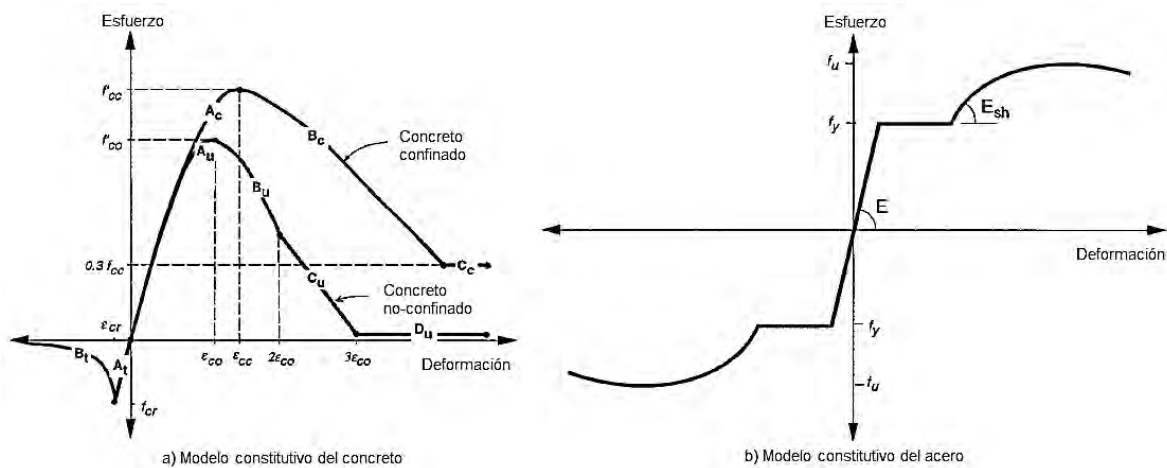
La figura 2.20 muestra las secciones transversales de las columnas compuestas estudiadas, en la cual se puede observar el acero de refuerzo, acero estructural y el acero de refuerzo transversal. La figura 2.21 muestra la discretización de las fibras en la sección compuesta, además, las partes del concreto que se consideran como no confinado, parcialmente confinado y altamente confinado. La figura 2.22 muestra los modelos constitutivos para los diferentes grados de confinamiento del concreto y el acero utilizados en las columnas compuestas, en esta figura se puede observar que el modelo constitutivo del acero considera el endurecimiento por deformación.



**Figura 2.20.** Prototipos de columnas compuestas (adaptada de El-Tawil y Deierlein 1999).



**Figura 2.21.** Idealización de las fibras de concreto en las columnas compuestas (adaptada de El-Tawil y Deierlein 1999).



**Figura 2.22.** Modelos constitutivos para el concreto y el acero en columnas compuestas (adaptada de El-Tawil y Deierlein 1999).

Una vez realizados los análisis por los autores, encontraron que bajo flexión pura y exclusivamente para el prototipo S-08 la ductilidad de la sección fácilmente excede de 12, así como se observa en la tabla 2.1. Sin embargo, los análisis bajo carga axial y flexión mostraron que la ductilidad se redujo significativamente debido a la presencia de la carga axial de compresión, además, el perfil de acero no previene la reducción de resistencia de la sección (El-Tawil y Deierlein 1999).

La tabla 2.1 muestra la ductilidad desarrollada por las diferentes columnas analizadas, los valores entre paréntesis representan la ductilidad obtenida por la sección compuesta provista con refuerzo transversal sísmico.

**Tabla 2.1 Ductilidades obtenidas de los análisis fibra  
(Adaptada de El-Tawil y Deierlein 1999)**

Sección	$P/P_0$		
	0	0.3	0.6
S-04-M	-	2	2
S-04-H	-	2	2
S-08-L	>12	>12 (>12)	4 (>12)
S-08-M	>12	2 (11)	2 (8)
S-08-H	>12	2 (6)	<2 (5)
S-16-M	-	>12	2
S-16-H	-	2-4	< 2

$P$  es la carga axial de compresión actuante.

$P_0$  es la carga nominal de aplastamiento.

Por otro lado, El-Tawil y Deierlein encontraron que las columnas compuestas provistas con refuerzo transversal sísmico incrementaron significativamente la ductilidad respecto a las cuales se les proporcionó refuerzo transversal mínimo por reglamento (ver tabla 2.1).

Finalmente, los autores comparan aspectos relevantes de los reglamentos ACI 318 y AISC-LRFD concluyendo lo siguiente:

- Existe una gran diferencia al calcular la resistencia nominal de la sección bajo carga axial de compresión y momento flexionante, el reglamento ACI 318 no es conservador y las provisiones AISC son demasiado conservadoras, principalmente cuando el perfil de acero estructural es pequeño y cuando se utiliza concreto de alta resistencia.
- Los autores recomiendan que la relación  $A_s / A_g = 0.04$  se aplique cuando  $P_{ys} / P_0$  sea igual a 0.25 para materiales de baja resistencia, sin embargo, un valor  $P_{ys} / P_0$  mayor de 0.50 puede ser adecuado, ya que la distinción entre los reglamentos actuales (ACI 318 y AISC-LRFD) es más clara, dónde  $P_{ys}$  es la resistencia de fluencia y  $P_0$  es la carga nominal de aplastamiento.
- Las columnas compuestas provistas con refuerzo transversal como lo especifica el AISC-LRFD (Provisiones sísmica) aumentaron significativamente su ductilidad, además, limitar la resistencia del concreto a valores menores de 55 MPa ayuda a asegurar que la sección compuesta desarrolle una ductilidad adecuada.

Dénavit (2010) para su propuesta doctoral plantea una metodología de análisis integral para marcos compuestos a fin de obtener los parámetros de desempeño sísmico.

El autor realiza en la primera parte de su investigación, una comparativa entre los miembros SRC (perfiles metálicos ahogados en concreto reforzado) y los CFT (tubos de acero rellenos de concreto). Algunas diferencias que el autor enfatiza son: los aceros empleados en ambas configuraciones poseen diferentes valores y distribuciones de esfuerzos residuales dado que el acero en secciones SRC son generalmente laminados en caliente, mientras que el acero en secciones CFT es generalmente formado en frío. Además, el concreto en secciones SRC tiene diferentes niveles de confinamiento, en contraste, en secciones CFT el confinamiento es constante. Finalmente, secciones SRC necesitan barras de refuerzo longitudinal y transversal, mientras que esto no es generalmente necesario en secciones CFT.

En la segunda parte de su investigación Denavit (2010) hizo análisis inelásticos bajo carga incremental de los marcos tipo: veinte marcos con columnas CFT y nueve con columnas tipo SRC y a partir de ello, obtuvo las curvas de capacidad. Basándose en la metodología del FEMA 2009 empleando el programa de análisis no lineal de acceso libre OpenSees (2012).

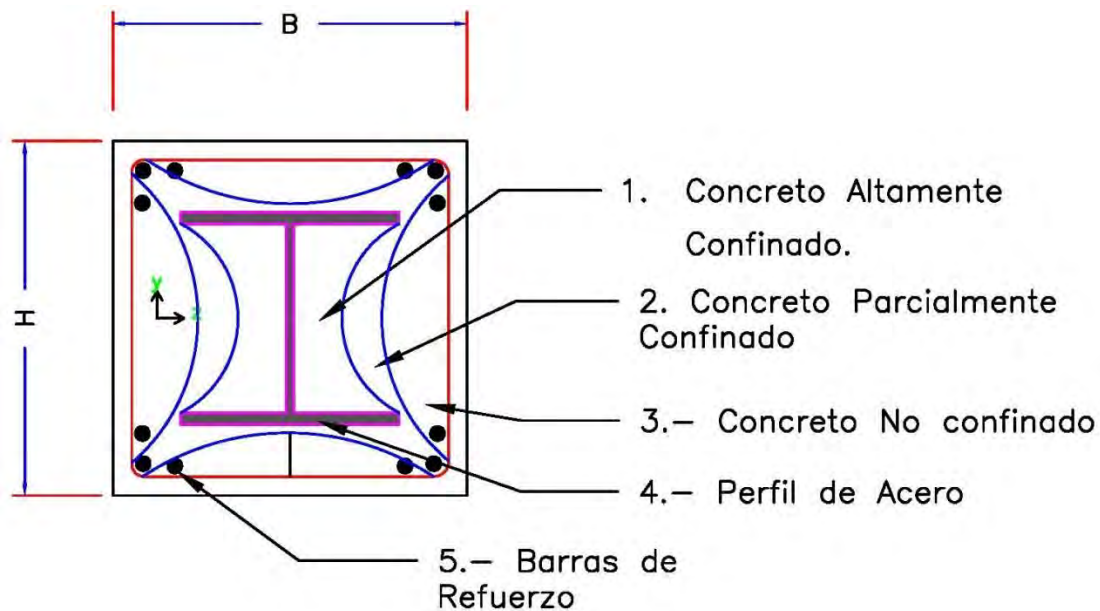
La metodología que empleo Denavit para obtener los factores de comportamiento sísmico fue la siguiente:

1. Definió los sistemas estructurales a investigar.
2. Obtuvo información sobre estos sistemas, como fueron los requisitos de diseño de acuerdo a los cuerpos normativos, datos de investigaciones experimentales y aplicaciones previstas.
3. Desarrolló los modelos no lineales, empleando formulaciones mixtas considerando desplazamientos y esfuerzos mediante elemento finito.

Se realizaron los modelos en OpenSees (2012) con modelos uniaxiales de los materiales, y discretizando la sección por medio de fibras.

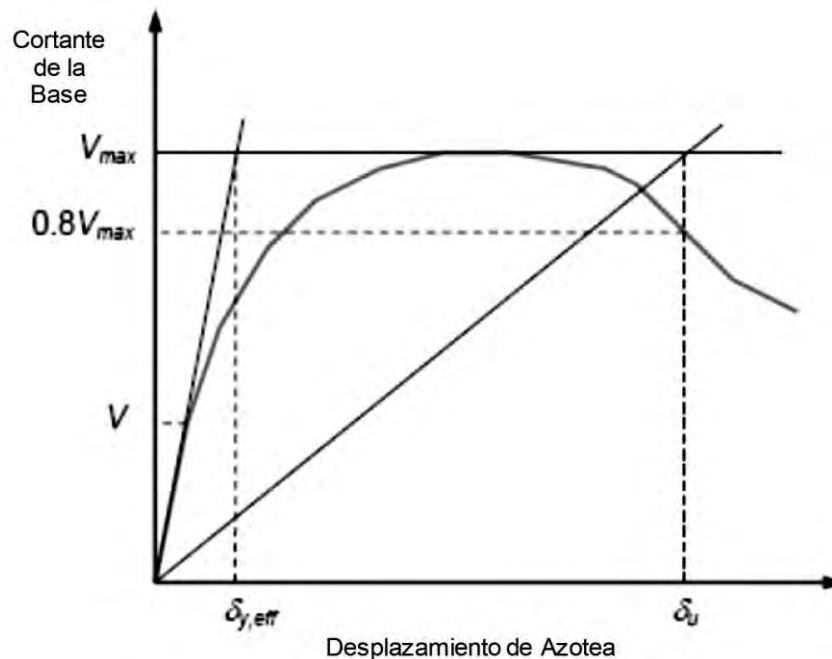
La forma en que el autor define las distintas regiones de confinamiento del concreto en las columnas objeto de esta investigación, tipo SRC, se muestra en la figura 2.23.





**Figura 2.23.** Confinamiento en una sección compuesta SRC (adaptada de Denavit 2011).

4. Realizó análisis no lineales estáticos y dinámicos de los marcos tipo, a fin de obtener las curvas de capacidad (figura 2.24). En esta figura podemos apreciar que el autor para determinar su cortante de fluencia trazo una línea tangente a la curva con una pendiente inicial, donde esa pendiente cambia define el  $V_y$ , el cortante último fue definido donde la pendiente de la curva decreció teniendo un 0.8 de  $V_{max}$ .
5. El paso final consistió en la evaluación de los parámetros obtenidos a fin de calcular los factores de comportamiento.

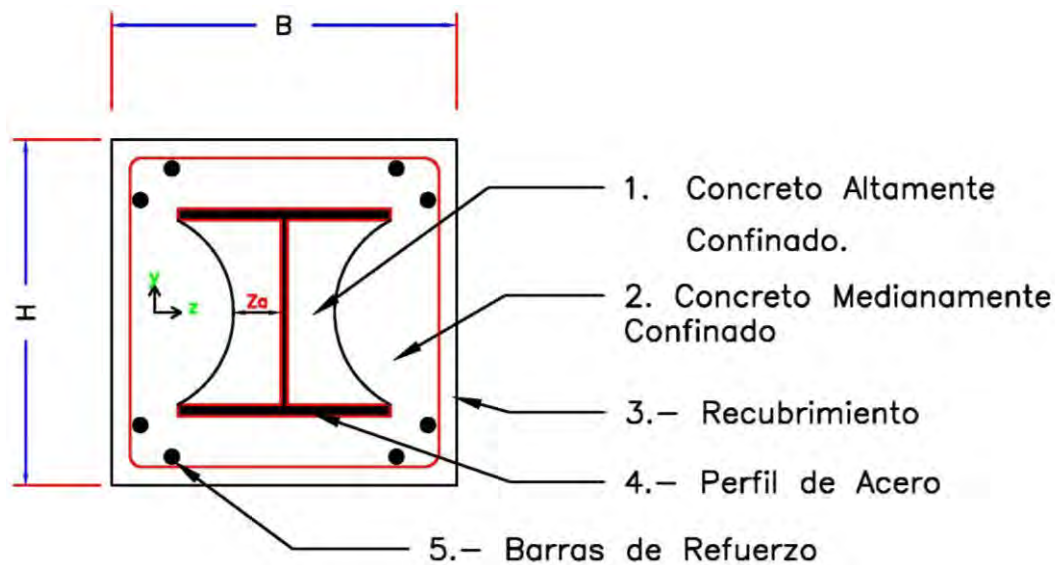


**Figura 2.24** Metodología empleada por Denavit (2011) para obtener la ductilidad del sistema a partir de la curva de capacidad (adaptada de Denavit, Hajjar y León 2011).

A partir de los análisis estáticos no lineales determinó para cada marco el factor de sobrerresistencia,  $\Omega_0$ , este fue calculado como el cociente entre el cortante máximo,  $V_{max}$ , y el de diseño,  $V_{diseño}$  y finalmente para cada sistema se tomó como el promedio de los modelos calculados para cada edificio.

El factor de modificación de respuesta,  $R$ , el Coeficiente de amplificación de los desplazamientos,  $C_d$ , comenta el autor, fueron propuestos en el diseño y evaluados como aceptables o no. Para realizar este proceso hizo análisis dinámicos no lineales a fin de determinar el cociente de margen de colapso, parámetro principal que se utiliza para caracterizar la seguridad contra colapso de la estructura.

El modelo que se utilizó para el presente trabajo fue el propuesto por Denavit, Hajjar y León (2011) para los elementos compuestos SRC. Los autores afirman que las columnas compuestas de perfiles de acero revestidos de concreto reforzado poseen alta resistencia, rigidez y ductilidad. Mencionan que, a fin de lograr una predicción adecuada de la respuesta, se deben de tomar en cuenta todos los efectos inelásticos de los materiales a través de adecuadas relaciones constitutivas, así como los efectos inelásticos geométricos o  $P-\Delta$ . Respecto a los modelos constitutivos, los autores sugieren considerar varios aspectos que representan adecuadamente las propiedades salientes de los materiales en acción compuesta. A partir de varios parámetros evaluados, los autores presentan en su trabajo un modelo detallado de elementos finitos que consiste en analizar marcos viga-columna con plasticidad distribuida. Respecto a la distribución de las fibras, los autores presentan la sección definida por cinco distintas regiones, la cuales están definidas en la figura 2.25.



**Figura 2.25.** Seccionamiento de una Columna Compuesta de Perfil Metálico Revestida de Concreto Reforzado (adaptada de Denavit, Hajjar y León 2011).

Para obtener la relación constitutiva del perfil estructural y de las barras de acero, los autores señalan que se basaron en el modelo de plasticidad limitada de Shen *et al.* (1995), agregando los efectos residuales en los perfiles estructurales, modelado en las fibras como un esfuerzo elástico inicial y una relación constitutiva inicial, teniendo un máximo valor de esfuerzo residual a compresión del 30% de la resistencia de fluencia que ocurre en los patines. No se considera el pandeo del perfil estructural debido a que se supone que el concreto confina las placas de acero. Respecto al concreto, los autores se basan en el modelo de Chang y Mander (1994), la curva de esfuerzo deformación la definen mediante una rigidez inicial  $E_c$ , con el pico de coordenadas  $(\varepsilon'_{cc}, f'_{cc})$ , tomando como  $r$  el factor de forma. La tabla 2.2, propuesta por los autores, presenta las ecuaciones para calcular las propiedades del concreto con tres niveles de confinamiento que se muestra en la figura 2.25.

Tabla 2.2 Propiedades del Concreto (Adaptada de Denavit, Hajjar y León 2011)

PROPIEDADES		ALTO CONFINAMIENTO	MEDIANO CONFINAMIENTO	RECUBRIMIENTO
Rigidez Inicial	$E_c$	$E_c [\text{MPa}] = 12,400 + 500 f'_c [\text{MPa}]$		
COMPRESIÓN	Presión de Confinamiento	$f_{ly}$	Ec .2.17	Ec .2.18
		$f_{lz}$	Ec. 2.19	
	Pico de Esfuerzos	$f'_{cc}$	Ec. 2.11	
	Deformación en el Pico de Esfuerzos	$e'_{cc}$	Ec. 2.15	
	Factor de Forma	$r_{pre}$	$r_{pre} = f'_c [\text{MPa}] / 5.2 - 1.9$	
		$r_{post}$	$r_{post} = E_c \varepsilon_{cc} / f'_{cc}$	
TENSIÓN	Pico de Esfuerzos	$f_t$	$f_t [\text{MPa}] = 0.5 \sqrt{f'_c} [\text{MPa}]$	
	Deformación en el Pico de Esfuerzos	$e_t$	$\varepsilon_t = 1.23 f_t / E_c$	
	Factor de Forma	$r$	4.00	

Para determinar el pico de esfuerzos  $f'_{cc}$  (resistencia a compresión del concreto confinado), los autores se basaron en el modelo del estado triaxial de esfuerzos de confinamiento desarrollado por Mander *et al.* (1988), la cual se expresa como:

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + A \bar{x} \left( 0.1 + \frac{0.9}{1 + B \bar{x}} \right) \quad (2.11)$$

dónde:

$f'_c$ : es la resistencia a compresión del concreto.

$$A = 6.8886 - (0.6069 + 17.25 r) e^{-4.989 r} \quad (2.12)$$

$$B = \frac{4.5}{\frac{5}{A} (0.9849 - 0.6306 e^{-3.8939 r}) - 0.1} - 5 \quad (2.13)$$

$$\bar{x} = \frac{f_{l1} + f_{l2}}{2 f'_c}; r = \frac{f_{l1}}{f_{l2}}; f_{l1} \leq f_{l2} \quad (2.14)$$

La deformación en el punto máximo de esfuerzos para concretos altamente y medianamente confinado, es calculada de la siguiente manera:

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon_c [1 + 5(K - 1)] \quad (2.15)$$

dónde  $\varepsilon_c$ , es el pico de deformación longitudinal del concreto no confinado a compresión, se calcula con la siguiente expresión.

$$\varepsilon_c = f_c'^{0.25} / 1150 \quad (2.16)$$

Los factores de forma en compresión hacen referencia a dos puntos, el primero se toma antes del pico de esfuerzos, basado en el concreto no confinado,  $r_{pre}$ , y el segundo se toma después del pico de deformaciones para niveles de confinamiento mayores  $r_{post}$ .

La presión de confinamiento depende de la región en la que se encuentre, en la zona en la que el concreto está altamente confinado por las barras de acero y el perfil estructural (figura 2.25) los autores proponen la siguiente ecuación para calcular la presión de confinamiento del concreto, suponiendo que sólo actúa en la dirección “y”:

$$f_{ly,high} = f_{ly,medium} + \frac{t_f^2 F_{ys}}{0.75(b_f - t_w)^2} \quad (2.17)$$

dónde:

$t_f$ : es el espesor del patín.

$t_w$ : es el espesor del alma.

$F_{ys}$ : esfuerzo de fluencia del perfil estructural.

$F_{ly, medium}$ : se describe más adelante.

La zona altamente confinada está delimitada por la distancia  $Z_a$  como se muestra en la figura 2.25, definida mediante una parábola.

En la zona donde el concreto es confinado por las barras de acero (zona media), se propone la siguiente ecuación para el eje “y”:

$$f_{ly,medium} = K_{e_y} F_{yr} \quad (2.18)$$

Debido a que el modelo tiene relaciones constitutivas diferentes en ambos ejes, plantea la ecuación para el eje “z”, zona media:

$$f_{ly,medium} = K_{e_z} F_{yr} \quad (2.19)$$

dónde:

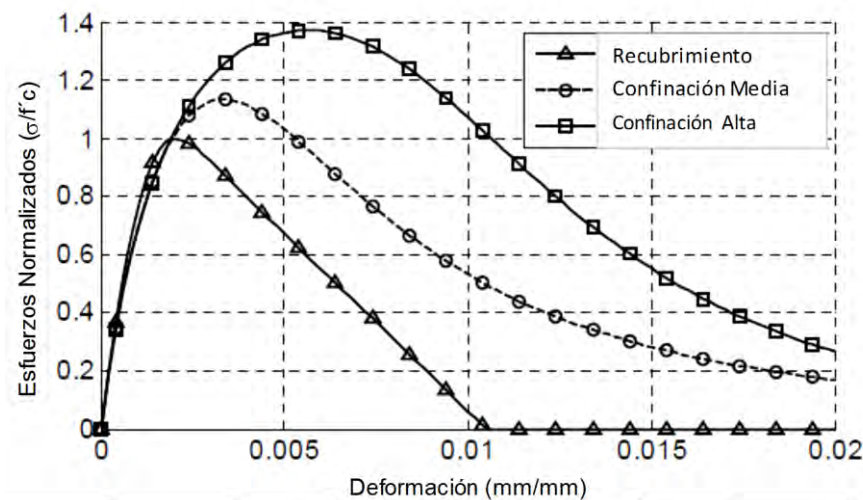
$K_e$ : es calculado como el cociente del área de sección transversal confinada y el área del núcleo definida por Mander (1988). Factor que incluye el límite parabólico entre la zona medianamente confinada y la zona del recubrimiento.

$_{y,z}$ : relación volumétrica entre el acero de refuerzo transversal en ambas direcciones.

$F_{yr}$ : esfuerzo de fluencia del reforzamiento longitudinal.

En la región del recubrimiento los autores suponen que se tiene cero presiones de confinamiento en ambas direcciones por existir pérdida del recubrimiento.

En su artículo muestran una gráfica comparativa (figura 2.26), de las deformaciones de acuerdo a los tres tipos de confinamiento en el concreto (la descripción se detalla en su artículo).



**Figura 2.26.** Relaciones Constitutivas de Concreto (adaptada de Denavit, Hajjar y León 2011)

Por último, los autores validan su método con pruebas experimentales para columnas y vigas sometidas a cargas proporcionales incrementales y cargas no proporcionales cíclicas.

## 2.2.2. Estudios experimentales

### Nishimura *et al.* (2004)

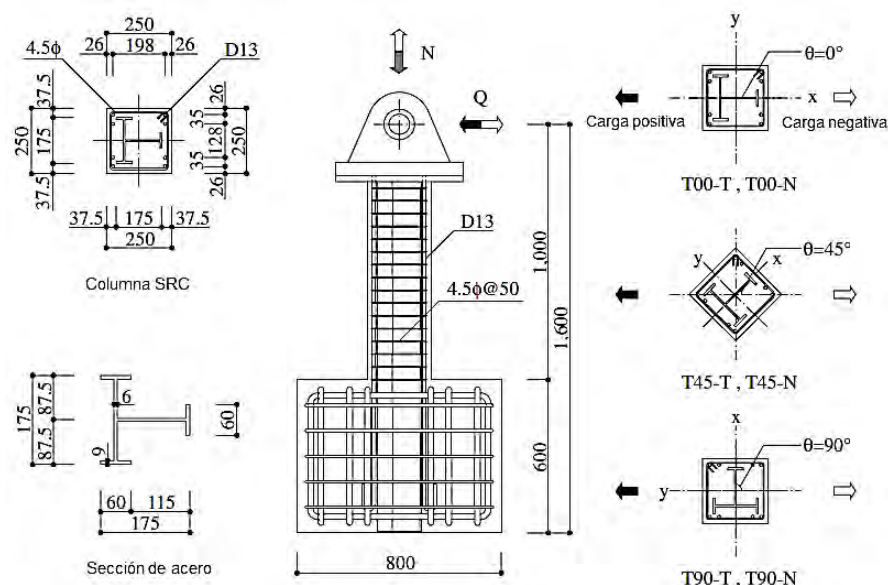
Nishimura *et al.* (2004) realizaron seis pruebas experimentales con el fin de estudiar el comportamiento a flexión de columnas con perfiles metálicos tipo “T” embebidas en concreto reforzado. El objetivo principal de este estudio fue investigar el efecto de la carga axial aplicada y del ángulo de aplicación de la carga lateral (0, 45 y 90 grados) respecto al eje principal de las columnas, además, dicha carga se aplicó tanto en compresión como en tensión. Los ángulos de aplicación de la carga lateral se presentan en la figura 2.27.

La tabla 2.3 muestra las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en las columnas SRC probadas experimentalmente.

**Tabla 2.3 Propiedades mecánicas de los materiales (adaptada de Nishimura *et al.* 2004)**

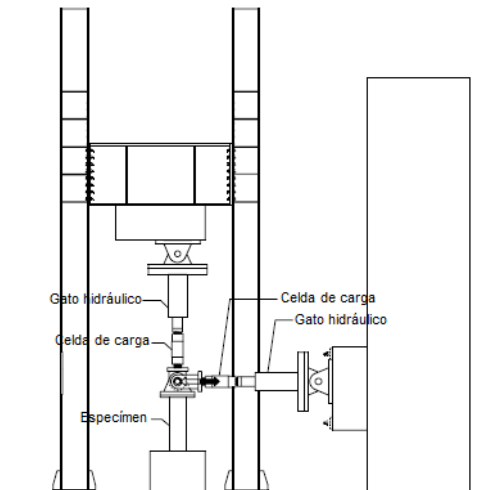
Espécimen	Relación de la carga axial aplicada $n=N/N_o$	Ángulo de carga $\theta$ (grados)	Acero estructural $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Acero de refuerzo $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Concreto $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
T00-T	-0.15	0	PL9 337 PL4.5 475	D13 354 4.5 $\phi$ 475	27.7
T45-T		45			
T90-T		90			
T00-N	0.4	0			33.3
T45-N		45			
T90-N		90			

N : Carga axial aplicada,  $N_o$  : Resistencia última a compresión de la columna  
 $F_c$  : Resistencia a compresión del concreto



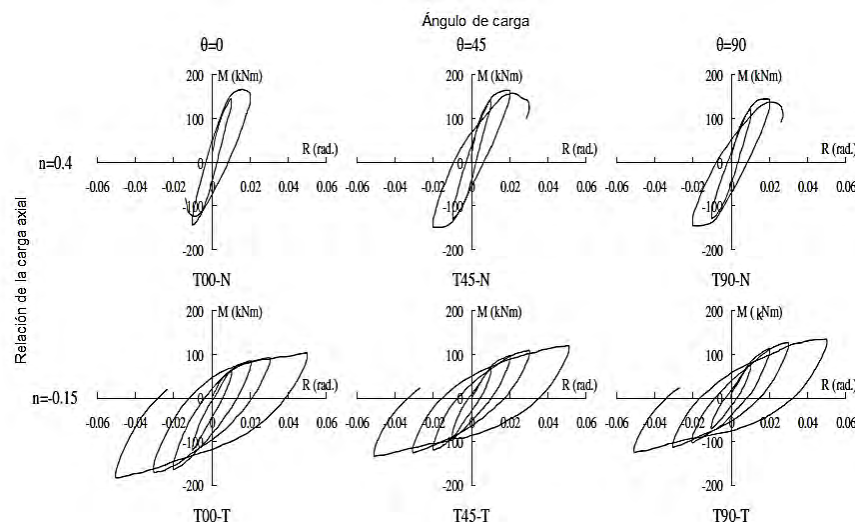
**Figura 2.27.** Detalle de especímenes de prueba (adaptada de Nishimura *et al.* 2004)

La figura 2.27 presenta el detalle en planta de la sección transversal de la columna SRC, la vista en elevación muestra la distribución del refuerzo transversal, además, los ángulos de aplicación de la carga lateral respecto al eje principal de la sección en los especímenes de prueba. La figura 2.28 presenta una vista en elevación del dispositivo de prueba.



**Figura 2.28.** Dispositivo de prueba (adaptada de Nishimura *et al.* 2004)

Una vez realizadas las pruebas, se observó que bajo carga axial de compresión, el agrietamiento por flexión inició en la base de la columna antes de alcanzar una distorsión del 1%. Además, debido al incremento en el desplazamiento, se originó agrietamiento vertical y un severo aplastamiento en la base de la columna SRC. En el caso de carga axial a tensión, primeramente se observó agrietamiento horizontal debido a la aplicación de este tipo de carga. Sin embargo, con el incremento del desplazamiento, el ancho de las grietas incrementó, además, se observó agrietamiento vertical. Bajo una distorsión de 5% se observó aplastamiento del concreto en todos los especímenes (Nishimura *et al.* 2004).



**Figura 2.29.** Relaciones carga-desplazamiento (adaptada de Nishimura *et al.* 2004)

La figura 2.29 presenta el comportamiento histerético de los especímenes probados, en la cual se puede observar una gran capacidad de disipación de energía hasta una distorsión del 2% sin importar la carga axial aplicada y el ángulo de carga. Los especímenes bajo carga axial de compresión, presentaron falla repentina acompañada por la pérdida de

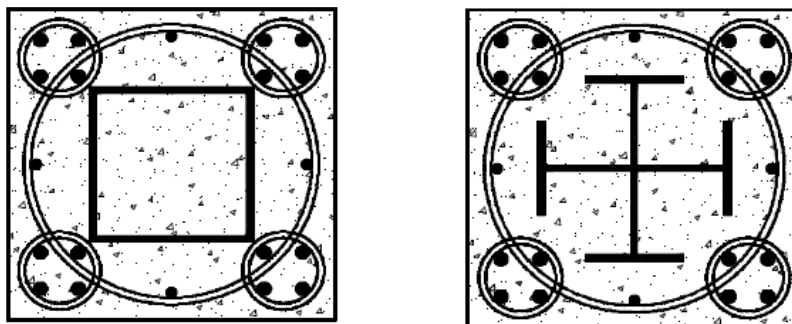


capacidad de carga axial a una distorsión del 2% ó 3%. Sin embargo, los especímenes bajo carga axial a tensión no presentaron este tipo de comportamiento, estos especímenes no presentaron degradación de resistencia arriba de una distorsión del 5% (Nishimura *et al.* 2004).

En resumen, Nishimura *et al.* (2004) encontraron que este tipo de columnas (SRC) desarrollan una gran capacidad de disipación de energía hasta alcanzar una distorsión del 2% independientemente de la carga axial aplicada y del ángulo de la carga lateral, además, la resistencia última a flexión es afectada por el ángulo de carga lateral (mostrado en la figura 2.29).

### Weng *et al.* (2006)

Los autores presentan una investigación experimental que consiste en ensayos bajo carga monótonamente en compresión de una serie de columnas a gran escala rectangulares tipo SRC con un nuevo tipo de confinamiento multi-espiral, como las mostradas en la figura 2.30. Con la finalidad de analizar experimentalmente la eficacia de ellos en cuanto al costo efectivo, los autores compararon la cantidad de refuerzo que requiere el elemento estructural según el ACI 318 vs. la fórmula de los autores, y su efecto en la resistencia y la ductilidad del elemento.



**Figura 2.30.** Sección transversal de la columna tipo SRC con cinco espirales de confinamiento (adaptada de Weng *et al.* 2006)

La innovación de los refuerzos en espiral para proporcionar confinamiento múltiple fue propuesto inicialmente por Yin *et al.* (2004) en columnas de concreto armado. Posteriormente esta idea fue llevada a las columnas compuestas tipo SRC, con la finalidad de incrementar el confinamiento del concreto y disminuir costos en fabricación y colocación. El multi-espiral es un refuerzo de 5 espirales interconectados, con un espiral grande en el centro y cuatro pequeños, uno en cada esquina de la columna como se muestra en la figura 2.30. Los autores determinaron el refuerzo de las espirales a partir de los códigos vigentes y criterios siguientes: ACI 318, la norma de concreto aplicable en Taiwan, y la fórmula de los autores.

Su programa experimental consistió en el ensaye de 11 columnas cuadradas cortas, dos de concreto reforzado y nueve tipo SRC. De 600 mm de lado y 1200 mm de altura, con estribos tradicionales, espirales y perfiles estructurales tipo cajón y sección H.

La figura 2.31 muestra la prueba de compresión a escala de los especímenes, mediante un gato hidráulico de 58.8 kN, el cual aplicó una fuerza de compresión axial a una velocidad de deformación constante de 0.03 mm/seg



**Figura 2.31.** Máquina de compresión (adaptada de Weng *et al.* 2006)

A partir de los resultados obtenidos se observó que las muestras que presentaron mayor daño después de alcanzar el pico de carga fueron las columnas de concreto armado con estribos rectangulares, ya que como se aprecia en la figura 2.32, existía poco confinamiento, los estribos se abrieron y esto dio como resultado al pandeo de las barras longitudinales. Por el contrario las columnas con espirales mantuvieron una condición relativamente buena después del pico de carga (figura 2.33).



**Figura 2.32.** Falla en los modelos con estribos cuadrados (adaptada de Weng *et al.* 2006)



**Figura 2.33.** Falla en los modelos con multi-espirales (adaptada de Weng *et al.* 2006)

De acuerdo con los autores, este estudio presentó aportaciones muy interesantes de este sistema constructivo, dentro de las que se incluyen los siguientes:

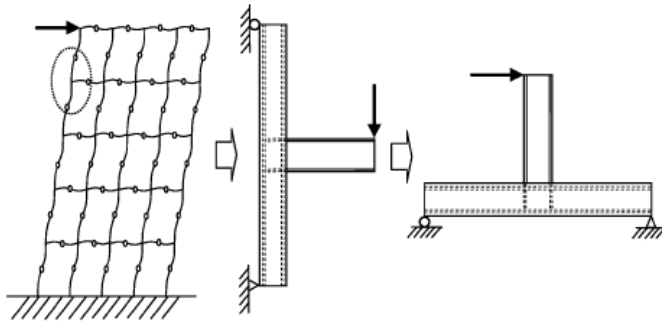
- Los resultados experimentales demostraron que la fórmula de Weng proporciona un beneficio de costo en el ahorro del uso del acero en un 65% en comparación con los requisitos que solicita el ACI -318.
- Las columnas rectangulares tipo SRC con cinco espirales mostraron una importante capacidad de sostener grandes deformaciones sin disminuir su capacidad de carga.
- El sistema multi-espiral demostró tener mayores ventajas de ductilidad y costos con respecto a los sistemas de concreto armado y columnas tipo SRC con estribos rectangulares.

### **Chiang *et al.* (2008)**

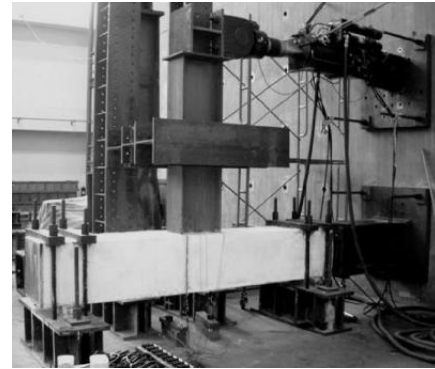
Chiang *et al.* realizaron en 2008 pruebas experimentales a fin de analizar el comportamiento sísmico de marcos a momento con vigas de acero y columnas con perfiles metálicos tipo cajón revestidas de concreto reforzado, ante cargas cíclicas controlando desplazamientos. Señalan que la razón por la que investigaron este sistema constructivo, es debido a sus grandes ventajas que ofrece respecto a su resistencia al fuego, su rigidez estructural y su resistencia que aportan tanto el concreto reforzado como el perfil estructural; así como por las pocas investigaciones experimentales que se tienen sobre este sistema compuesto, ya que se han enfocado al sistema compuesto CFT (Concrete-Filled Steel Tubes, por sus siglas en inglés).

Hacen mención que el sistema estructural tipo SRC ha sido utilizado en Japón desde hace más de medio siglo y que el instituto de Arquitectura de Japón publicó su primer diseño del sistema SRC en 1958. Respecto a Estados Unidos, comentan, se introdujo el concepto de los marcos a momentos con columnas tipo SRC con el FEMA en 1994. En Europa se incluye este concepto en el Eurocódigo de 1994. En China, agregan, se ha incrementado la construcción de este tipo de edificios con columnas tipo SRC desde el sismo de Ji-Ji en 1999, el cual tuvo un magnitud de 7.3 en la escala de Richter; ya que la mayoría de los edificios colapsados fueron de concreto armado, esto provocó una desaceleración en el mercado inmobiliario de edificios de concreto reforzado. En contraste con el mercado de edificios con columnas tipo SRC, este se incrementó, ya que dio una nueva opción a la población.

En este estudio se ensayaron dos prototipos a escala, la diferencia entre ellos consistió en incluir o no los conectores de cortante. Las dimensiones de las columnas fueron de 550 x 550 mm, con una longitud de tres metros, la longitud de las vigas fue de 2.03 m, ambos fabricados con acero A572 grado 50, la resistencia del concreto a los veintiocho días fue de 35 MPa. El detallado del dimensionamiento de los elementos estructurales, así como de estribos y conectores de cortante se describe en el artículo. La figura 2.34 muestra su analogía utilizada mediante una viga exterior en una conexión viga- columna tipo SRC, sometida a una carga lateral sísmica.



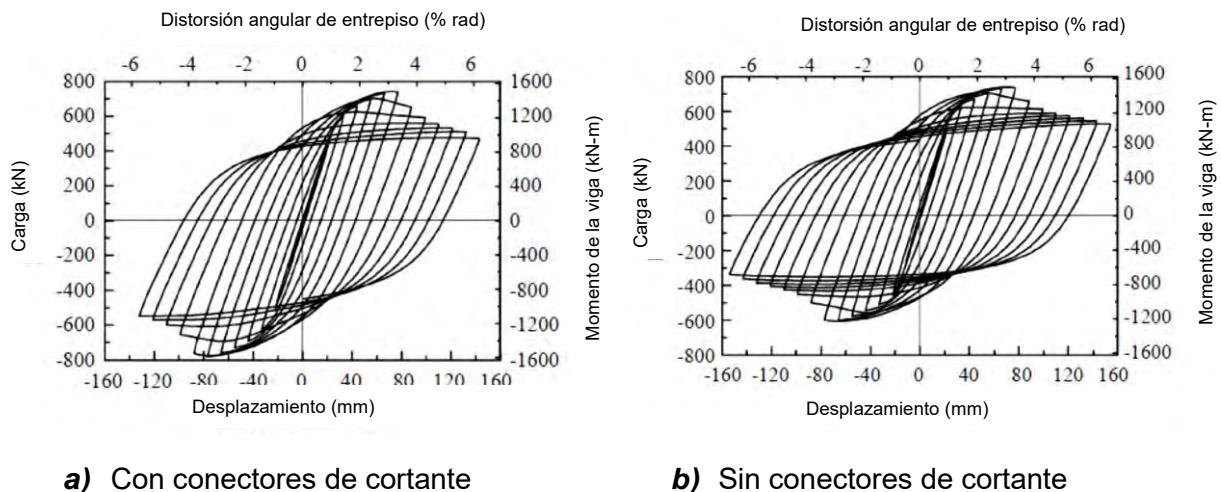
**Figura 2.34.** Analogía de la aplicación de la carga cíclica a la viga de acero en el marco (adaptada de Chiang *et al.* 2008)



**Figura 2.35.** Configuración de la prueba de la viga de acero con la columna tipo SRC (adaptada de Chiang *et al.* 2008)

El prototipo empleado se presenta en la figura 2.35, observando la columna de perfil estructural tipo cajón, la viga de acero, la conexión (esta se suelda directamente a las columnas) y el actuador dinámico de 1,000 KN-m empleado para aplicar la carga cíclica al sistema.

Con base en los resultados de sus experimentos mostraron las siguientes gráficas (figura 2.36) del ciclo histerético de ambos especímenes.



**Figura 2.36.** Relación carga – desplazamiento de los especímenes (adaptada de Chiang *et al.* 2008)

Se observa que ambas muestras demostraron una excelente capacidad de absorción de energía de deformación durante la historia de carga cíclica.

Sus experimentos mostraron que el concreto reforzado en la unión viga – columna, provee de un efectivo confinamiento para que la articulación plástica se dé fuera de la columna; siempre y cuando se realice adecuadamente la conexión de la viga de acero con el perfil metálico tipo cajón y los elementos estructurales sean compactos.

Las rotaciones plásticas acumuladas que reportan en su estudio desarrolladas en la conexión de la columna con la viga de acero fueron de 5.3% radianes. El desplazamiento angular de entrepiso que se obtuvo para el espécimen con conectores de cortante fue de 6.7% y para el que no contenía, fue hasta de 6.2% radianes, calificándolo ambos como satisfactorios.

Con base a sus resultados experimentales reportaron que ambos prototipos presentaron excelente capacidad de resistencia sísmica.

### 2.2.3. Discusiones sobre el sistema compuesto en México

#### Martínez-Romero (2003)

Martínez-Romero presenta en 2003 tres casos de edificios que, habiendo sido diseñados y estando en proceso de construcción en concreto reforzado, fueron motivo de un estudio de ingeniería del valor, encontrándose ventajas significativas de tiempo y costo de construcción al cambiar al sistema estructural en construcción compuesta sin alterar el proyecto arquitectónico.

El autor describe, para cada uno de ellos, el planteamiento estructural alternativo y el porqué de su selección, cuidando de manera esmerada el cumplimiento de las condiciones de resistencia y servicio. El autor detalla, para cada proyecto, los problemas particulares de su diseño y construcción, así como la forma en que se resolvieron, incluso cuando existieron aspectos no claramente contemplados en las Normas.

Los tres edificios que se discuten se ubican en la zona I del Distrito Federal según NTC-DS (2004). Las columnas compuestas en estos proyectos consistieron de perfiles estructurales de acero A-572 grado 50 ahogados en una sección de concreto con resistencia  $f'_c$  de 350 kg/cm<sup>2</sup>, y armadas con acero longitudinal y transversal grado 60.

En las conclusiones de este artículo, el autor señala, que la estructura de acero combinada adecuadamente con el concreto reforzado ofrece mayores áreas rentables, disminución sustancialmente en el tiempo de construcción, y menores costos de estructura y cimentación. El autor recomienda que las partes soldadas se reduzcan a los atiesadores, placas base y placas de continuidad para su manufactura en el taller, y diseñando todas las conexiones para realizarse en campo con tornillos de alta resistencia A-325 y, en lo posible, del tipo de tensión controlada.

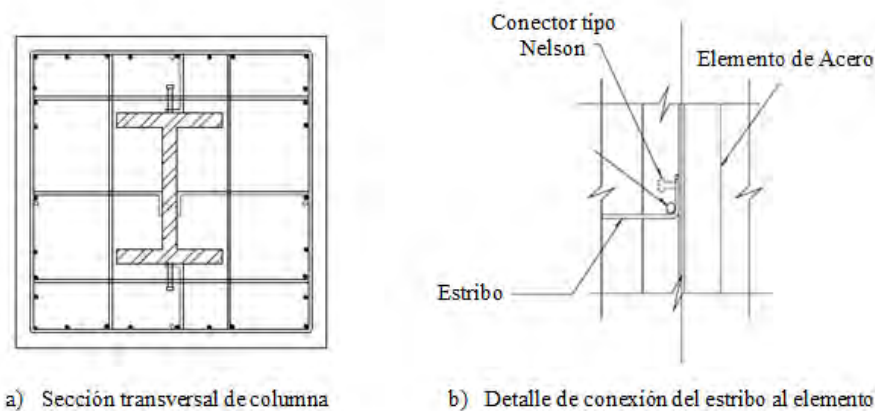
Por último, el autor considera que el requerimiento de proteger la estructura del fuego, debería llevar en si la misma filosofía básica que establece la mayor parte de los Reglamentos de diseño sísmico en el mundo, que es la de *“salvar la vida de sus ocupantes, evitando el colapso estructural”*, sin que necesariamente se implique eliminar o evitar los daños durante uno de estos eventos. En el caso de las construcciones compuestas, si esto último lo aunamos al hecho de que las columnas de acero están protegidas de la acción del fuego por el recubrimiento de concreto reforzado en un edificio en construcción compuesta, tenemos como resultado que este tipo de edificios tienen un riesgo considerablemente menor al colapso estructural por fuego y, por lo mismo, podrían considerarse igual o más seguros que los de concreto reforzado.

**Meli (2003)**

Meli presenta una discusión sobre el desarrollo en México de estructuras en construcción compuesta, y donde justifica la necesidad de desarrollar mayor investigación en este tema debido a que la Reglamentación en México exhibe algunas deficiencias respecto a este tema. Señala que las Normas Técnicas Complementarias de Acero (2004), donde se trata el tema de los sistemas compuestos, se enfoca a la sección de acero y a los conectores entre el acero y el concreto, pero no considera los efectos sobre la sección de concreto debido a las fuerzas transmitidas por los miembros de acero, así como tampoco proporciona detalles específicos de la ductilidad bajo cargas sísmicas. Concluye que falta experimentación y fundamentación analítica en los factores de comportamiento sísmico para estructuras compuestas, ya que no se detalla el comportamiento en conjunto de los dos materiales.

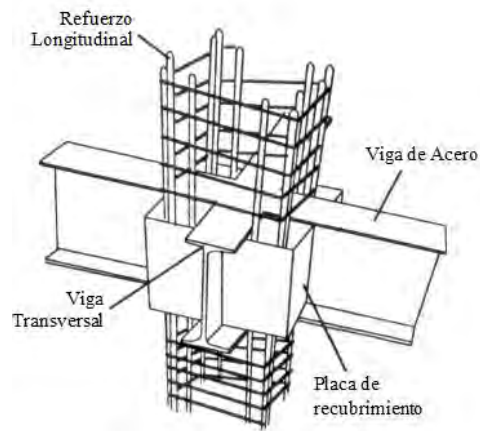
El autor habla de cómo en los últimos 20 años se ha incrementado las edificaciones de estructuras de acero y compuestas para edificios de mediana y gran altura, sustituyendo a los edificios con base en marcos de concreto armado, debido a la rapidez y mejor comportamiento sísmico de este sistema estructural. Hace énfasis a las estructuras compuestas como una minoría, pero que se han ido incrementando en forma rápida debido a las recientes regulaciones para la protección contra incendios, así como debido a las demandas de los grandes proyectos.

Menciona una problemática que se tiene en las uniones entre el perfil de acero y la sección de concreto, ya que los estribos no logran una adecuada distribución del confinamiento en el concreto. Esto lo atribuye al hecho de que los estribos están soldados al perfil de acero, protegido con un conector como se muestra en la figura 2.37.



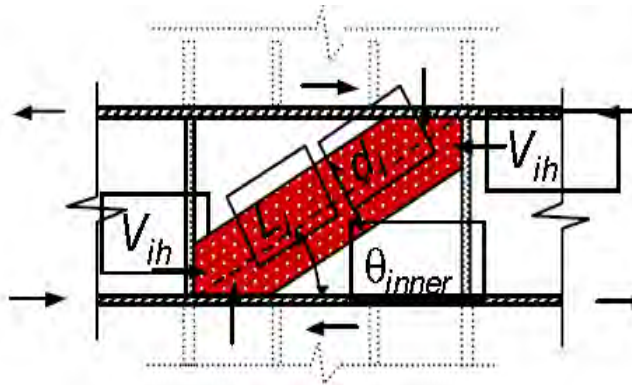
**Figura 2.37.** Configuración de Marcos de Referencia (adaptada de Meli 2003).

El autor también enfatiza la importancia del diseño y detallado de la unión viga de acero - columna compuesta o de concreto, ya que es fundamental para el desarrollo en el diseño por capacidad (mecanismo que se requiere en una región altamente sísmica) donde debemos tener columna fuerte – viga débil. Es ahí en la unión en donde se tiene la principal problemática relacionada con el adecuado confinamiento del concreto, ya que es una zona que está congestionada de barras, de la viga, la columna y el perfil de acero estructural; es por ello que se recurre al empleo de placas de acero en la unión, a fin de procurar el confinamiento adecuado, como se ilustra en la figura 2.38.



**Figura 2.38.** Placas de recubrimiento para confinamiento de la unión (adaptada de Meli 2003).

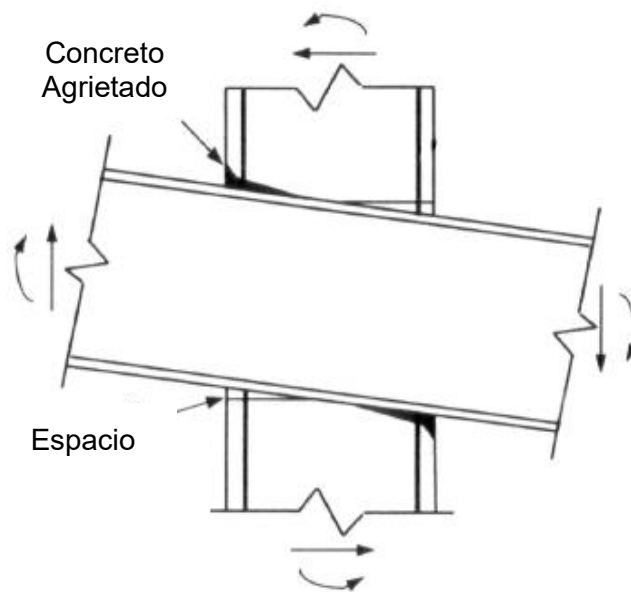
Respecto al diseño de la articulación por corte, menciona que existen algunas fórmulas empíricas basadas en la evidencia empírica y en los mecanismos del modelo de puntal-tensor, como se muestra en la figura 2.39.



**Figura 2.39.** Puntal de concreto para controlar la resistencia a corte entre la unión viga-columna (Propuesta de Parra-Montesinos y White, adaptada de Meli 2003).

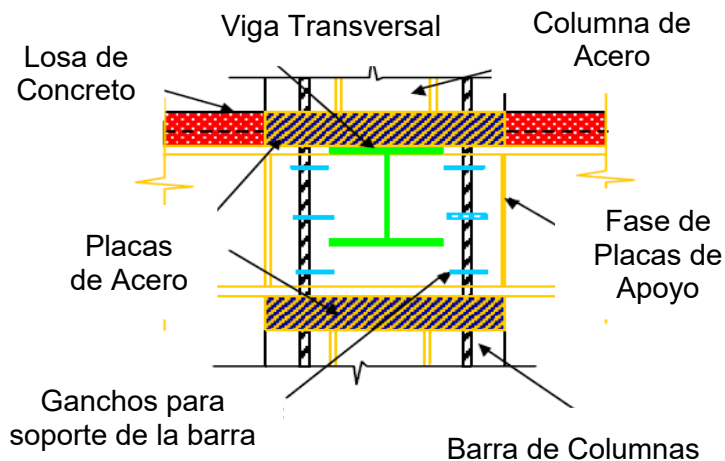
Finalmente, esta discusión concluye con la problemática adicional respecto al aplastamiento del concreto en la parte exterior de la articulación debido a la flexión de la viga, la cual forma un mecanismo como se ilustra en la figura 2.40.





**Figura 2.40.** Concreto agrietado entre la unión viga-columna (adaptada de Meli 2003)

Se ha utilizado un collar de acero para proteger a la estructura contra este tipo de falla, como se muestra en la figura 2.41.



**Figura 2.41.** Collar de acero por encima y por debajo de la unión viga-columna (adaptada de Meli 2003).

### Perea y León (2010)

Perea y León realizaron una revisión de las NTC de Acero y del Reglamento de Construcción del D.F. (NTC-EM, 2004). Al inicio de su artículo ellos comentan que dichas normas se actualizan en promedio cada 10 años, las últimas se publicaron en febrero 2004. Sin embargo, los autores señalan que la mayoría de las disposiciones en las NTC-EM (2004) se basan en las especificaciones del AISC publicada en 1986 y de

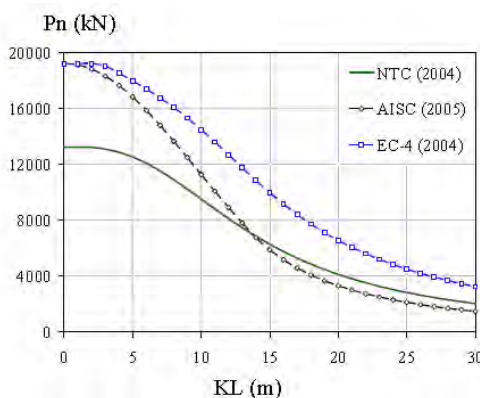


investigaciones realizadas en los Estados Unidos. Lo anterior, según los autores, enfatiza la nula o escasa investigación que se ha realizado referente a los sistemas compuestos en México.

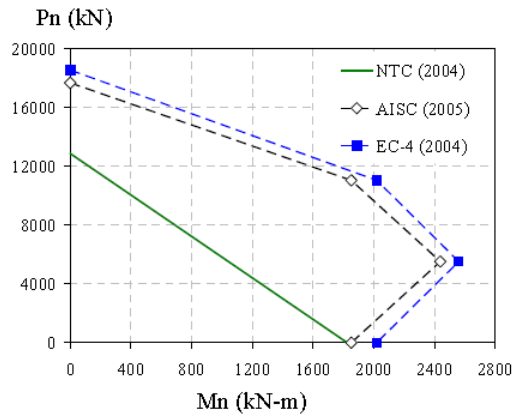
En contraste, enfatizan que las especificaciones AISC (2005) presentan expresiones con mayor precisión para obtener los puntos característicos del diagrama de interacción. Las figuras 2.43 y 2.44 muestran las ecuaciones de los puntos característicos P-M para secciones SRC con flexión en el eje débil y fuerte.

Estas ecuaciones, según los autores, son consistentes con el análisis plástico y compatibilidad en deformaciones de la sección transversal. Además, las resistencias calculadas con estas expresiones también son congruentes con los resultados experimentales de diversos autores, a lo que hace referencia el artículo. Por lo que, las resistencias calculadas para los puntos característicos *D* y *C* (figura 2.43) destacan los valores correspondientes a la fallas balanceada y de cero esfuerzo en tensión, respectivamente. Por el contrario, comentan Perea y León, estas resistencias no pueden ser capturadas por las ecuaciones de interacción propuestas en las NTC (2004), las cuales sólo proyectan una línea recta entre los casos de compresión y flexión pura (puntos *A* y *B* de la figura 2.43).

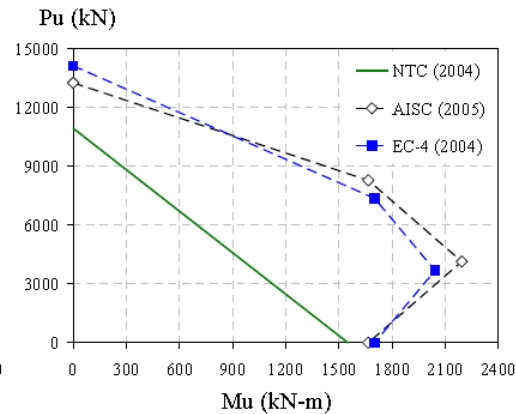
Al final de este trabajo, Perea y León calcularon las resistencias para distintos tipos de columnas compuestas considerando especificaciones de México (NTC 2004), Estados Unidos (AISC 2005) y Europa (EC-4 2004). La descripción de los elementos compuestos se detalla en este artículo. Las resistencias obtenidas se compararon y algunos resultados en una sección compuesta ahogada SRC se muestran de las figuras 2.42 a 2.44.



**Figura 2.42.** Resistencia a compresión de columna compuesta SRC (Adaptada de Perea y León 2010)



**Figura 2.43.** Diagrama de interacción P-M nominal de una columna compuesta SRC (Adaptada de Perea y León 2010)



**Figura 2.44.** Diagrama de interacción P-M de diseño de una columna compuesta SRC (Adaptada de Perea y León 2010)

Una de las observaciones de los autores es que las resistencias calculadas con las normas de México son muy conservadoras, lo cual es debido a que éstas no reflejan las ventajas y el estado del conocimiento del sistema compuesto. Por el contrario, las normas de Estados Unidos y Europa se basan en métodos de análisis más consistentes, como el de la distribución plástica de los esfuerzos o el de compatibilidad de las deformaciones, que en contraste sí reconocen la contribución de ambos materiales en la respuesta local y global, el efecto del confinamiento del concreto, y el retraso del pandeo local en el acero estructural. Los autores sugieren la elaboración de una Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras Compuestas que incluyan recomendaciones para el diseño con fundamento experimental y analítico.

## 2.3. Normas y especificaciones sobre el análisis y diseño de columnas y sistemas estructurales compuestos

### 2.3.1. Especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (2004)

Este cuerpo normativo, en su capítulo 3.6, presenta el tema de Construcción Compuestas, haciendo referencia entre otros a las columnas compuestas de perfiles de acero ahogados en concreto reforzado como miembros comprimidos. A fin de considerar a un miembro comprimido una columna compuesta SRC debe de cumplir con los siguientes requisitos:

#### Limitaciones

Para que una columna se considere compuesta debe de cumplir con las siguientes condiciones:

- El  $A_{st}$  (área de la sección transversal del elemento de acero)  $\geq 0.04 A_g$  (área de la sección transversal compuesta total).
- El concreto que recubre la sección de acero está reforzado con barras longitudinales de carga, barras longitudinales para restringir el concreto, y estribos transversales. La separación entre estribos no será mayor a  $2/3$  de la dimensión

menor de la sección compuesta ni de 300 mm. El recubrimiento deberá ser mayor o igual a 40mm medidos del borde exterior de las barras colocadas por fuera sean longitudinales o estribos.

- c) Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión será como mínimo de 20MPa (200kg/cm<sup>2</sup>) y como máximo de 54MPa (550kg/cm<sup>2</sup>); en caso de que sea ligero tendrá una resistencia no menor a 29MPa (300kg/cm<sup>2</sup>).
- d) Si el límite de fluencia del acero, sea estructural o de refuerzo, es mayor de 412MPa (4200kg/cm<sup>2</sup>), en el cálculo de resistencia se tomará ese valor.

### Resistencia a compresión

Para columnas compuestas cargadas axialmente la resistencia de diseño se determina mediante la siguiente formulación:

$$R_c = F_R \frac{F_{my}}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t \leq F_R F_{my} A_t \quad (2.20)$$

$$\lambda = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} \quad (2.21)$$

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c^* \frac{A_c}{A_t} \quad (2.22)$$

$$E_m = E_s + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (2.23)$$

dónde:

$F_R$ : factor de resistencia, igual a 0.85

$n$  : coeficiente adimensional, igual a 1.4

$r$  : radio de giro del elemento estructural, igual a 0.3 b, siendo b la dimensión menor

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero estructural

$F_{yr}$  : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$A_t$  : área de la sección transversal del elemento de acero estructural

$A_c$  : área de concreto

$A_r$  : área del refuerzo longitudinal

$E$  : módulo de elasticidad del acero estructural

$E_c$  : módulo de elasticidad del concreto

$f_c$  : resistencia específica del concreto en compresión

$f_c'$  : resistencia nominal del concreto en compresión, igual a  $0.8 f_c'$

$C_1, C_2, C_3$  : coeficientes numéricos para secciones tubulares rellenas de concreto

$$C_1 = 0.7, C_2 = 0.6, C_3 = 0.2$$

### Resistencia a cortante

Las normas no dan alguna especificación correspondiente a la resistencia a cortante de columnas compuestas. Sólo al cálculo de la resistencia a corte de vigas compuestas, considerando la correspondiente resistencia a corte del alma de la viga de acero, despreciando la contribución de la losa de concreto.

**Resistencia a flexocompresión**

Las normas sugieren la revisión de las siguientes ecuaciones de interacción:

Para las secciones extremas:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (2.24)$$

Para la columna completa:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (2.25)$$

Para el cálculo de momento resistente, las normas proponen la siguiente fórmula:

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_m}}{18.55} \right) M_{px} \leq F_R M_{px} \quad (2.26)$$

Dónde  $M_m$ ,  $M_{px}$  y  $M_{py}$  se calculan considerando que la sección transversal compuesta está completamente plastificada.

dónde:

$P_u$ :	demanda última en carga axial
$P_y$ :	resistencia plástica a compresión, igual a $A_t F_y$ , donde $F_y$ es el esfuerzo de fluencia del acero estructural y $A_t$ es el área de la sección de acero
$R_c$ :	resistencia nominal a compresión, calculada según 2.17
$M_{uox}, M_{uoy}$ :	momentos últimos en la sección extrema a analizar
$M_{uox}^*, M_{uoy}^*$ :	momentos últimos máximos en toda la columna
$M_{px}, M_{py}$ :	resistencia nominal a flexión, $M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$
$F_R$ :	factor de Resistencia, igual a 0.9

Dentro del capítulo 2 (Antecedentes) de esta Tesis, se hace mención del trabajo hecho por Perea y León (2004), en donde ellos realizaron una comparativa y revisión de las NTC-EM (2004) específicamente del Subcapítulo 3.6 con otros cuerpos normativos, por mencionar el más destacado el AISC (2005), por lo que es recomendable leerlo si se requiere saber de las especificaciones que este cuerpo normativo nos brinda.

**2.3.2. Especificaciones del AISC 360 (2010) para miembros compuestos**

De acuerdo con la Sección I de las especificaciones AISC 360 (2010), una columna compuesta SRC puede ser definida como: una columna de acero estructural ahogada en una sección de concreto con refuerzo vertical y transversal.

En orden para calificar a una columna como compuesta SRC, la sección transversal debe satisfacer las siguientes limitaciones:

### Limitaciones

1. El área de sección transversal del núcleo de acero contará con al menos 1% del área de la sección transversal compuesta total, es decir, el área total de la sección transversal del perfil no debe ser menor que el 1% del área total de la columna, si el porcentaje de acero es menor que 1, el miembro se clasifica como columna de concreto reforzado y su diseño debe hacerse de acuerdo al ACI.

$$A_s \geq 0.01 A_g \quad (2.27)$$

2. El concreto que está encamisando al núcleo de acero debe estar reforzado con barras longitudinales (que deben de ser continuas en los niveles de los pisos) y estribos laterales o espirales, donde los estribos laterales que son utilizados serán como mínimo del # 3 (10 mm), el espaciamiento entre barras será como máximo de 12 in (305 mm) de centro a centro. Para estribos del # 4 (13 mm) el espaciamiento entre barras será de 16 in o 406 mm de centro a centro. Se permite la utilización de alambre deformado o soldado. El máximo espaciamiento de los estribos laterales no deben exceder por lo menos 0.5 veces la dimensión de la columna.
3. La relación de refuerzo longitudinal continuo mínimo  $\rho_{sr}$ , será de 0.004, donde  $\rho_{sr}$  está dada por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004 \quad (2.28)$$

dónde:

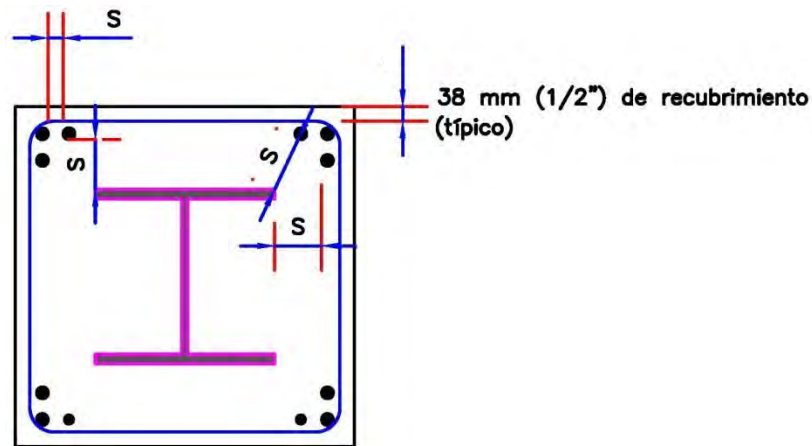
$A_{sr}$ : área de las barras de refuerzo continuo, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>).

$A_g$ : área gruesa del miembro compuesto, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>).

El área mínima requerida de acero para el refuerzo longitudinal continuo será de:

$$A_{sr} \geq 0.004 A_g \quad (2.29)$$

4. Espaciamiento libre entre el corazón de acero y el refuerzo longitudinal y/o entre varillas longitudinales debe ser al menos 1.5 del diámetro de las barras de refuerzo (38 mm) o 1.5 in (38 mm). Debe de haber por lo menos 1.5 in (38 mm) de recubrimiento para el acero (estribos o barras longitudinales). El recubrimiento se requiere como protección contra el fuego y la corrosión. La cantidad de refuerzo longitudinal y transversal requerido se considera suficiente para prevenir la pérdida del recubrimiento de la superficie de concreto durante un incendio.



$S$  = distancia entre barras, o entre una barra y el perfil de acero  
 $S \geq 1 \frac{1}{2} \times d_b$  o  $1 \frac{1}{2}$ " (el mayor de los dos)  
 $d_b$  = diámetro de la barra

**Figura 2.45.** Colocación de barras longitudinales, requisitos de separaciones y recubrimientos.

5. Referente a la separación de estribos no será mayor que 16 diámetros de las barras longitudinales ni que 48 diámetros de los estribos o la menor dimensión de la columna. Su tamaño será, cuando menos del #4 para barras longitudinales #11, #14, #18 y paquetes, y #3 para todas las barras # 10 o menores. Se colocará de manera que todas las barras longitudinales de las esquinas, y una de cada dos de las demás, queden soportadas lateralmente por una esquina de estribo doblado en un ángulo de no más de  $135^\circ$ , y ninguna barra estará a más de 150 mm de distancia, medida a lo largo del estribo, de otra soportada lateralmente. El traslape de dos piezas en y que forman un estribo será, como mínimo, de 1.3 veces su longitud de desarrollo en tensión.

La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:  
 Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$   
 Concreto de Peso Liger:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 6 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 420 \text{ kg/cm}^2$   
 El límite inferior de  $f'_c$  se especificó con el propósito de asegurar el uso de concreto de buena calidad y garantizar el uso de un control de calidad adecuado.

6. Los esfuerzos de fluencia de los perfiles de acero y de las barras de refuerzo no deben ser mayores de 75 ksi (5,273 kg/cm<sup>2</sup>). Esto es con la finalidad de prevenir el pandeo local de las barras longitudinales de refuerzo y del perfil ahogado en el acero, ya que se está suponiendo que este concreto está en peligro de fracturarse o desconcharse si su deformación unitaria alcanza el valor de 0.0025. Si este valor lo multiplicamos por  $E_s$  obtenemos  $(0.0025) \times (29\ 000) \approx 75$ . Por lo tanto, 75 ksi es un estado límite para el esfuerzo del refuerzo.
7. Cuando las columnas compuestas contienen más de un perfil de acero, estos deben conectarse por medio de enrejado simple, placas o barras de unión para que no sea posible el pandeo de los perfiles individuales antes de que el concreto endurezca.

8. Es necesario evitar sobreesforzar el concreto o el acero estructural en las conexiones. En consecuencia, la especificación del AISC requiere que la parte de la resistencia de diseño de columnas compuestas, cargadas axialmente, resistida por el concreto debe desarrollarse por apoyo directo en las conexiones, si el concreto de soporte es más ancho en uno o más lados que el área cargada y está restringido contra expansión lateral en el o los lados restantes.

### Resistencia nominal de columnas SRC

Es difícil desarrollar una fórmula teórica útil para el diseño de columnas compuestas debido a diversas variantes en la contribución de cada componente, por describir algunas; la cantidad de agrietamiento por flexión en el concreto varía a lo largo de la altura de la columna, el concreto no es tan homogéneo como el acero, el módulo de elasticidad del concreto tiende a variar con el tiempo y con la acción de las cargas de larga duración o permanentes, las longitudes efectivas de columnas compuestas en estructuras en las que frecuentemente se usan monolíticas rígidas, no pueden determinarse con precisión. La contribución del concreto a la rigidez total de una columna compuesta varía.

La resistencia y los factores de seguridad adoptados para columnas compuestas deben conservar la incertidumbre de la resistencia debido a que intervienen dos materiales diferentes, por lo que el factor es:

$$\phi = 0.75$$

La resistencia a compresión nominal debe ser determinada de acuerdo al AISC-I-2.1b de acuerdo a lo siguiente:

- a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :

$$P_n = P_o [0.658]^{\frac{P_o}{P_e}} \quad (2.30)$$

- b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :

$$P_n = 0.877 * P_e \quad (2.31)$$

dónde:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \quad (2.32)$$

Dónde  $K$  se define en el Capítulo C y el Apéndice 7 del AISC 2010, este se tomará igual a 1 ya que la rigidez flexionante no es considerada para la contribución de la estabilidad lateral y la resistencia para las cargas laterales.

Las propiedades modificadas de esfuerzo de fluencia ( $F_{ym}$ ) y el módulo de elasticidad ( $E_m$ ), se describen a continuación:

Para columnas SRC, según el AISC-I2-2 b define:

$$P_e = A_s F_y + A_{sr} F_{yt} + 0.85 A_c f'_c \quad (2.33)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (2.34)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30 \quad (2.35)$$

dónde:

$A_c$ : área del concreto

$A_s$ : área gruesa del perfil estructural de acero.

$A_{sr}$ : área de las barras de refuerzo longitudinal.

$E_s$ : módulo de elasticidad del acero.

$E_c$ : módulo de elasticidad del concreto.

$I_s$ : momento de inercia de la sección de acero.

$I_c$ : momento de inercia de la sección de concreto.

$I_{sr}$ : momento de inercia de las barras de refuerzo longitudinal.

$F_y$ : esfuerzo mínimo de fluencia para la sección de acero.

$F_{yt}$ : esfuerzo mínimo de fluencia para las barras de refuerzo longitudinal.

La resistencia disponible de la columna compuesta sujeta a la combinación de la carga axial y flexión se determinará mediante la construcción de un diagrama de interacción. La curva se genera por medio de una serie de puntos de la curva de interacción obtenida esta, se multiplican por el factor de resistencia según LRFD debido a los efectos de pandeo.

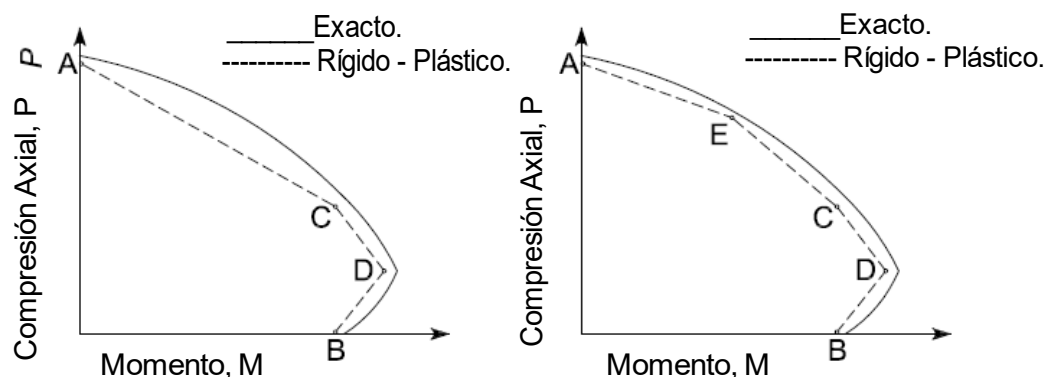
En la versión del AISC (2005) se proponen diversos métodos para la determinación de la resistencia de la sección transversal de elementos compuestos. Un método se basa en la plastificación total de la sección transversal, y otro en la compatibilidad de deformaciones. La contribución de tensión del concreto se desprecia en la determinación de la resistencia nominal de los elementos compuestos.

Con el método de plastificación total, la resistencia nominal se calcula suponiendo que todas las fibras que integran la sección de acero, trabajando en compresión y tensión, han alcanzado su esfuerzo nominal de fluencia. Por su parte, se supone que el concreto sujeto a compresión puede alcanzar esfuerzos de hasta  $0.85 f'_c$  para secciones SRC, este factor es una aproximación muy simple entre la equivalencia del esfuerzo – deformación real y la plastificación completa asumida. En el método de compatibilidad de deformaciones se supone una distribución lineal de esfuerzos en la sección transversal, con una deformación máxima del concreto en compresión de 0.003. La relación esfuerzo – deformación para este método debe ser obtenido a partir de pruebas experimentales.



Con base en estas consideraciones, la resistencia de la sección para diferentes combinaciones de carga axial ( $P$ ) y momento flector ( $M$ ) o diagrama de interacción se puede calcular de manera simplificada con sólo unos puntos que caracterizan la resistencia. Esta simplificación fue originalmente propuesta por Roik y Bergmann en 1992, y la forma del diagrama de interacción se aproxima al que se muestra en la figura 2.46 (con la leyenda rígido – plástico); esta considera flexión alrededor de los ejes principales.

Además de la distribución rígida plástica de esfuerzo-deformación ( $\sigma - \varepsilon$ ), las especificaciones del AISC también permiten el uso de diferentes distribuciones analíticas del comportamiento del concreto, siempre y cuando sean compatibles con los resultados experimentales publicados para materiales similares. Este método, el cual tiene una mayor precisión respecto a la curva real (con la leyenda “exacto”), supone compatibilidad de deformaciones y puede ser empleado para determinar la resistencia nominal de secciones asimétricas y/o atípicas, o bien, cuando se crea que el acero no exhibe un comportamiento elastoplástico perfecto.



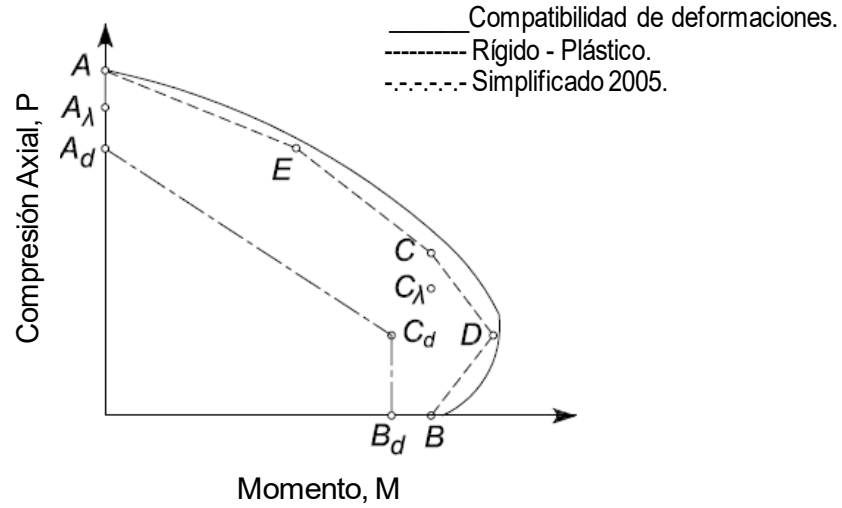
**Figura 2.46.** Diagrama de Interacción P-M típico de secciones compuestas. Comparación entre el método exacto y el simplificado (adaptada de Perea y León 2010).

### Resistencia a flexocompresión de columnas SRC

La resistencia nominal a flexión de una columna SRC sujeta a la combinación de carga axial y momento puede ser determinada mediante el método de la plastificación total como lo muestran las figuras 2.48 y 2.49.

A partir del AISC 2005 se presenta el “Método Simplificado” para el cálculo del diagrama de interacción del elemento compuesto viga- columna, el cual muestra adicionalmente una reducción en la resistencia debida a los efectos de inestabilidad por longitud efectiva.

La figura 2.47 muestra los diagramas de interacción por el método de compatibilidad de deformaciones, rígido-plástico y simplificado, notando que este último considera la reducción de resistencia por efectos de esbeltez en sus tres puntos y por su factor de resistencia  $\phi$ .



**Figura 2.47.** Diagrama de Interacción P-M típico de secciones compuestas, incluyendo el Método Simplificado 2005 (fuente AISC 2005).

Realizando una interpolación lineal entre estos puntos, se pueden derivar las ecuaciones de interacción para columnas-vigas compuestas sujetas a la combinación de compresión axial ( $P$ ) más flexión alrededor de los ejes principales fuerte y débil ( $M_x$ ,  $M_y$ ) en donde las demandas últimas deben satisfacer las ecuaciones siguientes:

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1 \quad \text{Si } P < P_{C\lambda} \quad (2.36)$$

$$\frac{P_r - P_{C\lambda}}{P_{A\lambda} - P_{C\lambda}} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1 \quad \text{Si } P \geq P_{C\lambda} \quad (2.37)$$

dónde:

$P_r$ : es la resistencia a compresión requerida, kips (N).

$P_{A\lambda}$ : es la resistencia a compresión axial disponible para el punto A reducida por estabilidad por efectos de longitud, kips (N).

$P_{C\lambda}$ : es la resistencia a compresión axial disponible para el punto C reducida por estabilidad por efectos de longitud, kips (N).

$M_r$ : es la resistencia a la flexión requerida, kip-in (N-mm).

$M_c$ : es la resistencia a la flexión requerida para el punto C, kip-in (N-mm).

x: subíndice relativo al eje fuerte a flexión.

y: subíndice relativo al eje débil a flexión.

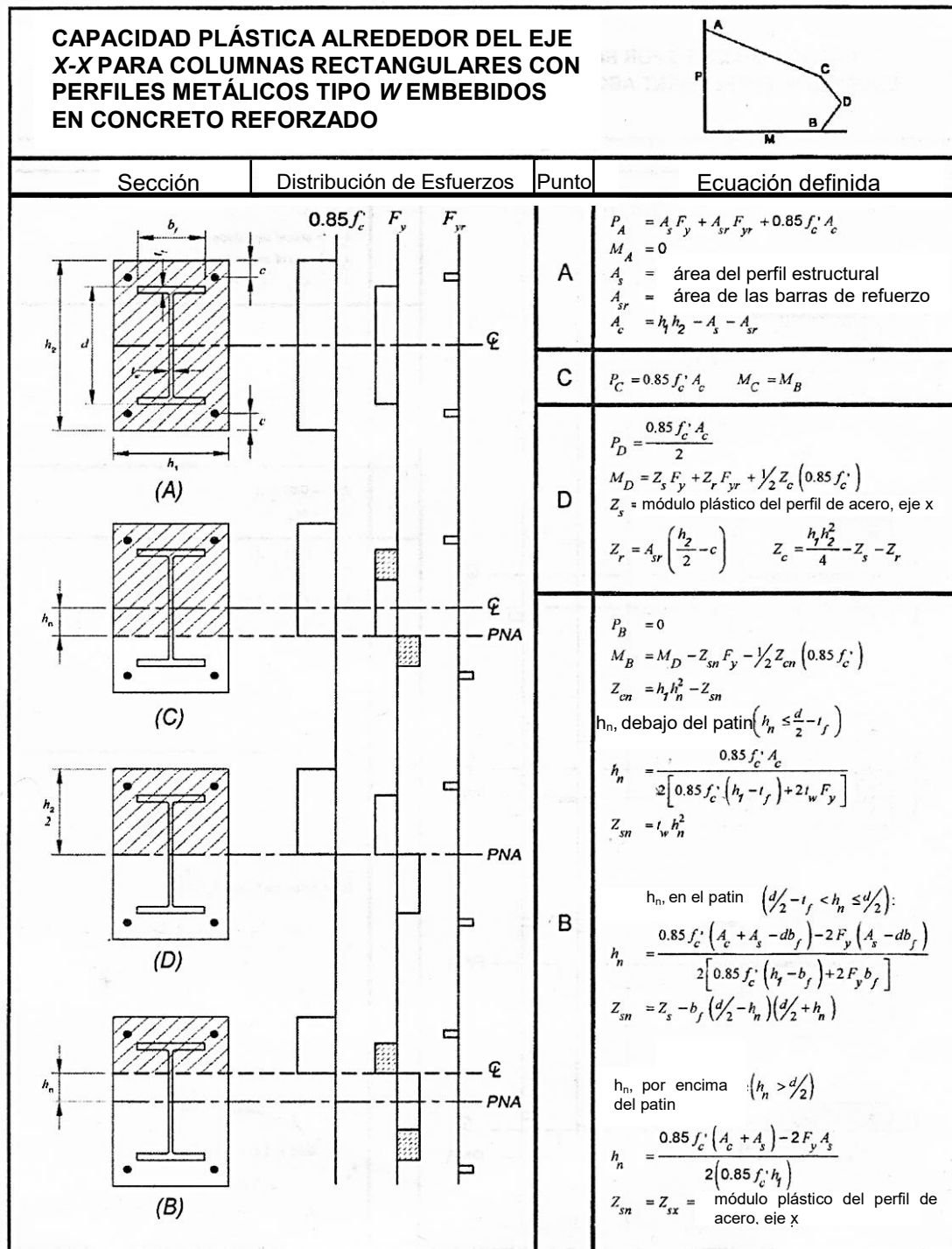
Para la flexión biaxial el valor de  $P_{C\lambda}$  se debe calcular tanto para el eje fuerte como para el eje débil y el menor de los dos valores se deberá tomar.

**Resistencia a cortante de columnas SRC**

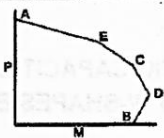
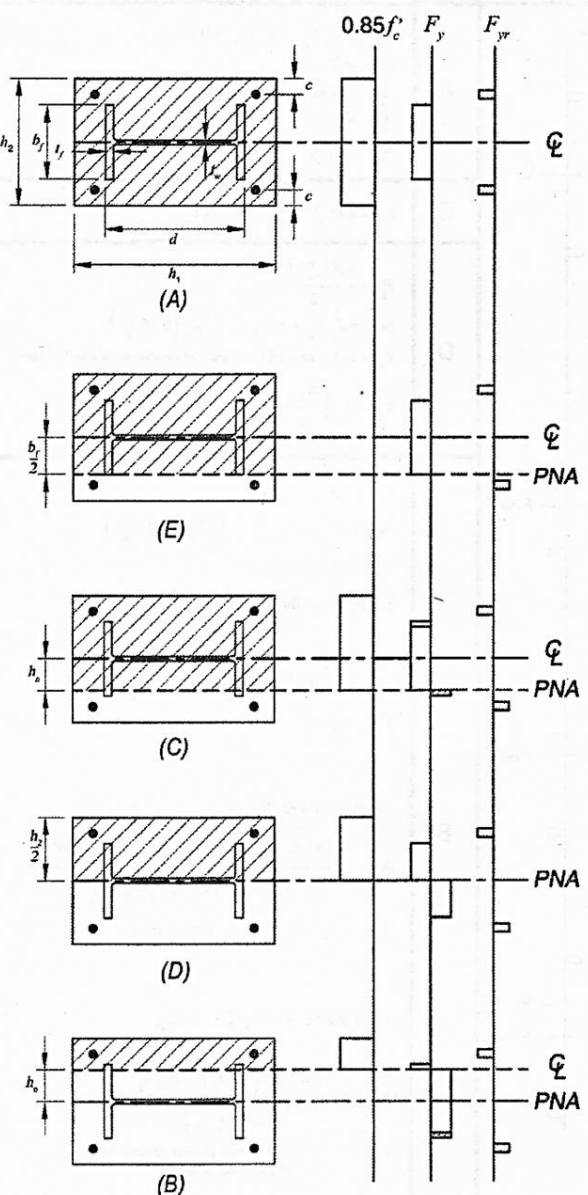
La resistencia a cortante ( $\phi V_n$ ) para columnas compuestas se determina con una de las siguientes consideraciones:

- (a) La resistencia del perfil de acero conforme al capítulo G del AISC 360 (2010).
- (b) La resistencia de la sección de concreto reforzado conforme al ACI-318 (2011).
- (c) La resistencia del perfil de acero conforme al capítulo G del AISC 360 (2010), más la resistencia que proporciona el acero de refuerzo conforme al ACI-318 (2011).

Aunque no se permite considerar alguna combinación entre las tres opciones previas, se puede considerar la más alta de ellas.



**Figura 2.48.** Ecuaciones de puntos característicos P-M para secciones SRC con flexión del eje fuerte (adaptada del AISC 2010).

CAPACIDAD PLÁSTICA ALREDEDOR DEL EJE Y-Y PARA COLUMNAS RECTANGULARES CON PERFILES METÁLICOS TIPO W EMBEBIDOS EN CONCRETO REFORZADO			
			
Sección	Distribución de Esfuerzos	Punto	Ecuación definida
		A	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s$ : área del perfil estructural $A_{sr}$ : área de las barras de refuerzo $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
		E	$P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c) \left[ A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{sr}}{2} \right]$ $M_E = M_D - Z_{sE} F_y - \frac{1}{2} Z_{cE} (0.85 f'_c)$ $Z_{sE} = Z_{sy}$ = módulo plástico del perfil de acero, eje y $Z_{cE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{sE}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{sr} + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$ $Z_s = A_{sr} \left( \frac{h_2}{2} - c \right)$ $Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$ $Z_{cn} = h_n h_n^2 - Z_{sn}$ $h_n$ , debajo del patín $\left( h_n \leq \frac{b_f}{2} \right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2 t_f b_f) - 2 F_y (A_s - 2 t_f b_f)}{2 [4 t_f F_y + (h_1 - 2 t_f) 0.85 f'_c]}$ $Z_{sn} = Z_s - 2 t_f \left( \frac{b_f}{2} + h_n \right) \left( \frac{b_f}{2} - h_n \right)$ $h_n$ , por encima del patín $\left( h_n > \frac{b_f}{2} \right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$ $Z_{sn} = Z_{sy}$ = módulo plástico del perfil de acero, eje x

**Figura 2.49.** Ecuaciones de puntos característicos P-M para secciones SRC con flexión del eje fuerte (adaptada del AISC 2010).

### 2.3.3. Provisiones sísmicas del AISC 341-10 (2010) para edificios de acero estructural

El capítulo G de esta norma proporciona las bases del diseño, requisitos para el análisis, requisitos para el sistema y miembros, así como conexiones de marcos compuestos a momento.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- G1. Marcos compuestos resistentes a momento ordinarios.
- G2. Marcos compuestos resistentes a momento intermedios.
- G3. Marcos compuestos resistentes a momento especiales.
- G4. Marcos compuestos resistentes a momento parcialmente restringidos.

Adicionalmente a los requisitos que exige el código de construcción aplicable para cada tipo de marco, esta norma solicita lo siguiente:

En todos los casos están incluidos los marcos con columnas tipo SRC y vigas de acero. Las conexiones deberán ser semirrígidas o completamente restringidas, a excepción de los marcos citados en el subcapítulo G4, los cuales no son objeto de estudio en este trabajo.

- Marcos compuestos resistentes a momento ordinarios (C-OMF):

En este apartado los marcos deberán proporcionar un mínimo de capacidad de deformación inelástica en sus miembros y conexiones, es decir una ductilidad mínima.

- Marcos compuestos resistentes a momento intermedios (C-IMF):

Este tipo de marcos deberán proporcionar una limitada capacidad de deformación inelástica en sus miembros y conexiones, es decir una ductilidad media. Se prohíbe en las vigas, la reducción o cambio abrupto del área de los patines en la región donde se producen las articulaciones plásticas. No hay requisitos para demandas críticas de soldadura.

Referente a la conexión viga – columna, esta debe de acomodar un desplazamiento angular como mínimo de 0.02 rad y su resistencia a la flexión deberá ser igual o mayor a 0.80 del momento plástico de la viga conectada a un desplazamiento angular de 0.02 rad.

Respecto a la revisión de la resistencia a cortante de la conexión basándose en las combinaciones de carga que incluyen la amplificación de las cargas sísmicas, se debe incluir la sobrerresistencia, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$E_{mh} = \frac{2[1.1 M_{p,exp}]}{L_h} = \frac{2[1.1 R_y F_y Z_x]}{L_h} \quad (2.38)$$

dónde:

$M_{p,exp}$ : es la resistencia a flexión esperada de la viga.

$L_h$ : es la distancia entre la localización de las articulaciones plásticas de la viga.

- Marcos compuestos resistentes a momento especiales (C-SMF):

Los marcos deberán proporcionar una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión en las vigas limitando la fluencia en las columnas, es decir una ductilidad alta.

Se prohíbe en las vigas, la reducción, perforación, corte o cambio abrupto del área de los patines en la región donde se producen las articulaciones plásticas. Las vigas deben de estar arriostradas para satisfacer las necesidades de miembros con ductilidad alta según la sección D1.2b de esta norma.

Este tipo de marcos a fin de garantizar un adecuado mecanismo de colapso, deben cumplir con la siguiente relación de resistencias a flexión, en la conexión viga – columna.

$$\text{dónde: } \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (2.39)$$

$M_{pc}^*$  es la resistencia plástica nominal a flexión de la columnas que concurre en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas. Cabe señalar que esta resistencia debe ser la correspondiente a la fuerza axial crítica (según el diagrama  $P$ - $M$ ), y que se debe calcular con esfuerzos nominales (i.e.,  $F_y$ ,  $0.85f_c$ ). Adoptando el diagrama de interacción  $P$ - $M$  simplificado del AISC 360 (2010), la resistencia plástica nominal a flexión de una columna compuesta SRC quedaría como se muestra abajo, en donde  $M_B$  es la resistencia plástica nominal a flexión pura,  $P_{A\lambda}$  es la resistencia plástica nominal a compresión pura,  $P_{C\lambda}$  es la resistencia plástica a compresión correspondiente a la del punto C del diagrama simplificado, y  $P_r$  es la carga axial de compresión crítica en la columna. Note que cuando la compresión crítica  $P_r$  es menor o igual a  $P_{C\lambda}$ , la resistencia nominal a flexión  $M_{pc}^*$  es igual a la de flexión pura,  $M_B$ ; en el caso contrario,  $M_{pc}^*$  se reduce linealmente para valores de  $P_{C\lambda} < P < P_{A\lambda}$ .

$$M_{pc}^* = M_B \left( \frac{P_{A\lambda} - P_r}{P_{A\lambda} - P_{C\lambda}} \right) \leq M_B \quad (2.40)$$

$M_{pb}^*$  es la resistencia plástica máxima esperada a flexión de la viga que concurre en la junta, determinada en la intersección de los ejes de las vigas y columnas. Para vigas de acero, esta resistencia está dada por:

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_y Z_b + M_v \quad (2.41)$$

$$M_v = E_{mh} d \quad (2.42)$$

dónde:

$R_y$  : es el factor de modificación del esfuerzo nominal de fluencia, para acero A 572 grado 50, se tomará igual a 1.1 .

$M_v$  : es el momento adicional que produce la fuerza cortante en la articulación plástica al eje de la columna.

$E_{mh}$ : es la fuerza cortante, descrita en la ecuación 2.38.

$d$ : es la distancia de la articulación plástica en la viga al eje de la columna.

Referente a la conexión viga – columna, esta debe de acomodar un desplazamiento angular como mínimo de 0.04 rad y su resistencia a la flexión deberá ser igual o mayor a 0.80 del momento plástico de la viga conectada a un desplazamiento angular de 0.04 rad.

Respecto a la revisión de la resistencia a cortante de la conexión basándose en las combinaciones de carga que incluyen la amplificación de las cargas sísmicas, se debe incluir la sobrerresistencia  $E_{mh}$ , descrita en la ecuación 2.38.

Debe de revisarse a detalle el diseño de la conexión, según la sección G3.6b de la norma. El diseño debe incluir el análisis de efectos de estabilidad de la estructura en general, incluyendo los efectos de segundo orden.

### 2.3.4. Especificaciones del Eurocódigo 4 (EC4 2004)

El subcapítulo 6.7 de esta norma nos habla referente a las columnas compuestas y miembros compuestos en compresión. Este plantea dos métodos de diseño para columnas compuestas: el primero es el correspondiente a las columnas con asimetrías o bien cuando la sección del perfil estructural no permanece simétrico a lo largo de toda la columna. El segundo método es el correspondiente para las columnas con doble simetría, donde la sección permanece constante.

Este método tiene las limitaciones de:

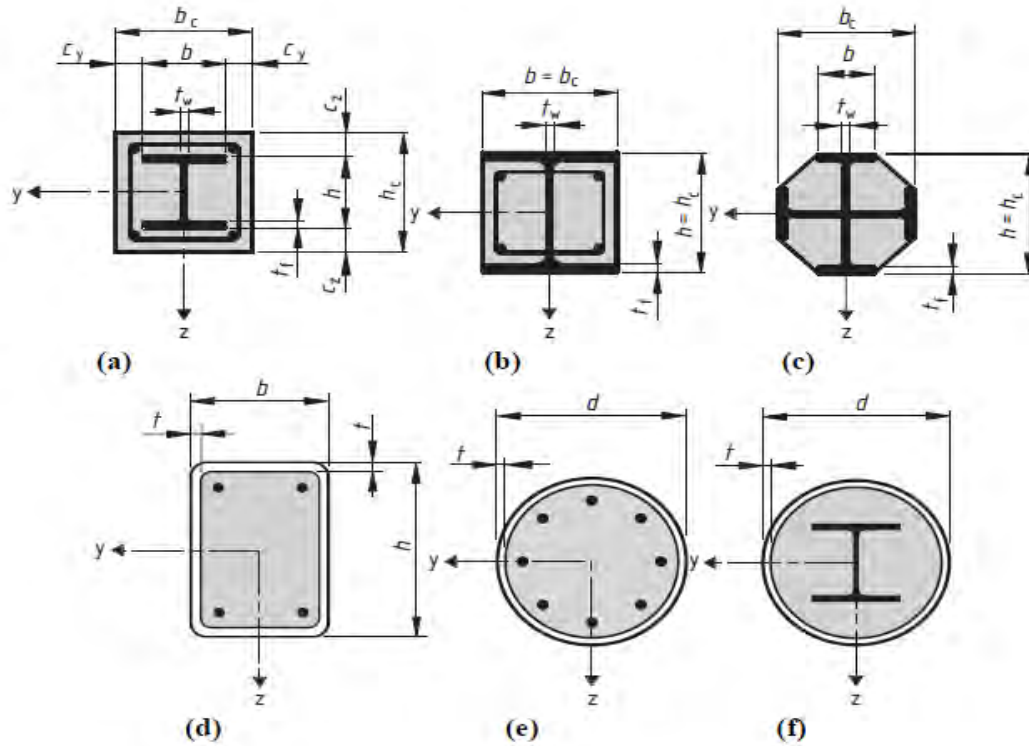
1. Esbeltez relativa denominada  $\lambda$ , el cual tiene la limitación  $\leq 2$ .
2. El máximo espesor límite de recubrimiento será:

$$\max c_z = 0.3h ; \max c_y = 0.4h; \quad (2.43)$$

3. El reforzamiento longitudinal que se usará en el cálculo no excederá el 6% del área de concreto.
4. La relación de ancho espesor de la sección compuesta está dentro de los límites 0.2 y 5.0

Para columnas compuestas, el Eurocódigo supone que el acero y el concreto actúan en conjunto hasta que ocurre la falla, por lo que considera todas las propiedades de cada uno de los materiales. Para realizar el diseño se emplea la capacidad a flexión de la sección transversal y por completo la capacidad axial plástica, posterior a ello se reducen estos valores de acuerdo a la esbeltez de la columna y a los factores de seguridad dependiendo del tipo de material, como es la reducción por tensión en el perfil estructural y en las barras de acero y la reducción por compresión en el concreto.





**Figura 2.50** Secciones transversales típicas para columnas compuestas (fuente EC4 2004)

La esbeltez relativa  $\bar{\lambda}$  para el plano de flexión considerado es:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (2.44)$$

dónde:

$N_{pl,Rk}$ : Es el valor característico de la resistencia plástica a compresión, si en lugar de resistencia de diseño se utilizan valores característicos .

$N_{p1,Rk}$ : Fuerza normal elástica crítica para el relevante modo de pandeo, calculada con la rigidez a flexión efectiva  $(EI)_{eff}$  , para secciones transversales compuestas debe ser calculada como:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (2.45)$$

dónde:

$K_e$ : es el factor de corrección tomado como 0.6.

$I_a, I_c, I_s$ : son los momentos de inercia del perfil de acero, del concreto no agrietado y de las barras de refuerzo

Para considerar los efectos a largo tiempo de la rigidez a flexión efectiva, el módulo de elasticidad del concreto  $E_{cm}$  debe ser reducido por un valor de  $E_{c,eff}$ , de acuerdo a la siguiente expresión:

$$(EI)_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \left( \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \varphi_t} \quad (2.46)$$

dónde:

$\varphi_t$ : es el coeficiente de deslizamiento.

$N_{Ed}$ : es la fuerza normal total de diseño.

$N_{G,Ed}$ : es la parte de la fuerza normal que es permanente.

Para considerar los efectos de segundo orden el Eurocódigo propone otra fórmula de rigidez a flexión efectiva, esta fue la que se tomó como base para realizar los análisis elásticos del capítulo 3 de esta tesis.

$$(EI)_{eff,II} = K_o (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (2.47)$$

dónde:

$K_{e,II}$ : es el factor de corrección, el cual debe ser tomado como 0.5.

$K_o$ : es el factor de calibración, el cual debe ser tomado como 0.9.

La influencia de la geometría y las imperfecciones estructurales deben ser tomadas como una equivalencia en la geometría dada Tabla 6.5 (para mayor referencia ver Eurocódigo – Tabla 6.5), dónde L es la longitud de la columna.

Dentro de la longitud de la columna, el Eurocódigo permite que los efectos de segundo orden, sean multiplicados por el momento de diseño a flexión  $M_{Ed}$  por un factor  $k$  dado por:

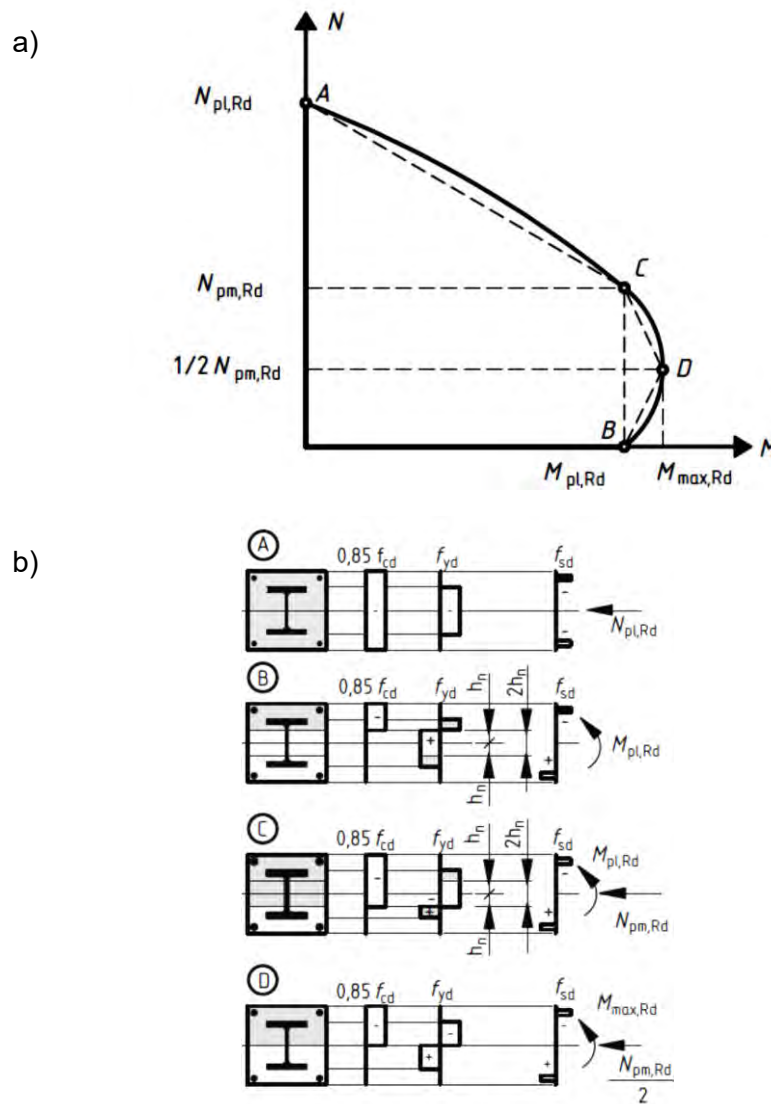
$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1.0 \quad (2.48)$$

dónde:

$N_{cr,eff}$ : es la fuerza normal crítica con la correspondiente rigidez a flexión.

$\beta$ : es un factor de momento equivalente.

El Eurocódigo presenta una curva simplificada del Diagrama de Interacción para columnas compuestas de perfiles metálicos ahogados en concreto reforzado, representada por un diagrama poligonal (figura 2.51):



**Figura 2.51** a) Curva de interacción simplificada y b) la distribución de esfuerzos correspondiente (fuente EC4 2004).

## CAPÍTULO 3. ANÁLISIS ELÁSTICOS

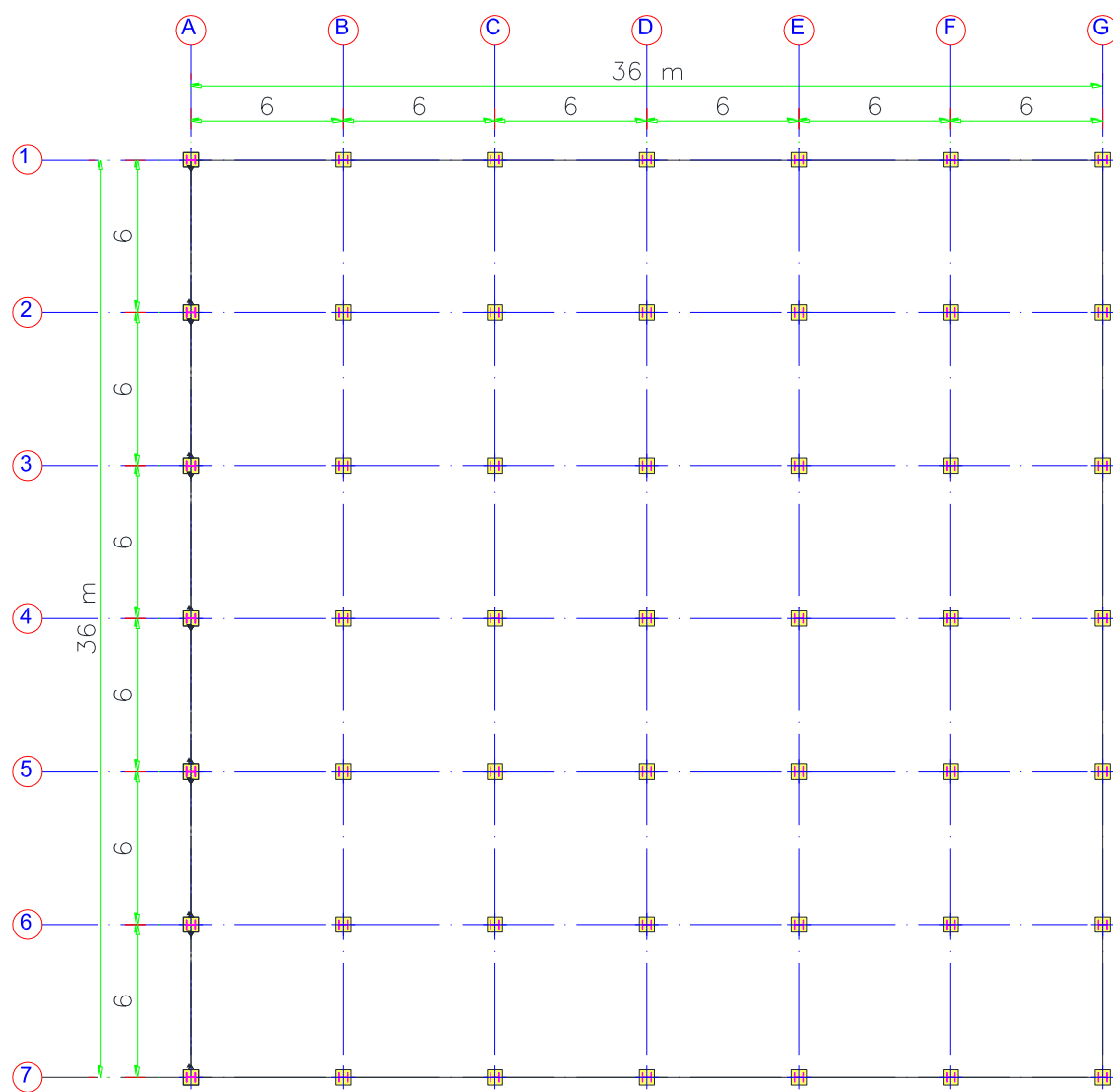
Para esta tesis se analizaron tres modelos de edificios con tres, seis y 15 niveles, todos ellos con uso tipo oficinas. En este capítulo se resumen las características de cada uno de ellos (e.g., geometría, condiciones y combinaciones de carga), así como los resultados obtenidos de los análisis elásticos de segundo orden en cada caso, incluido el cálculo de las fuerzas sísmicas a partir de los análisis dinámicos modal espectral.

Cada edificio en estudio se analizó para dos factores de comportamiento sísmico,  $Q=2$  y  $Q=4$ , y con dos criterios diferentes para la consideración de las rigideces de los elementos compuestos. El primer criterio utilizó el módulo *diseñador de secciones* (*section designer*) precargado en el programa comercial *ETABS V9.5*, y el cual utiliza el criterio de sección transformada no agrietada. El segundo criterio fue modificando el módulo de elasticidad en la definición de las propiedades del material, de tal que la rigidez a flexión efectiva de las columnas compuestas ( $EI_{eff}$ ) fuese igual al calculado por las especificaciones del Eurocódigo (EC4, 2004).

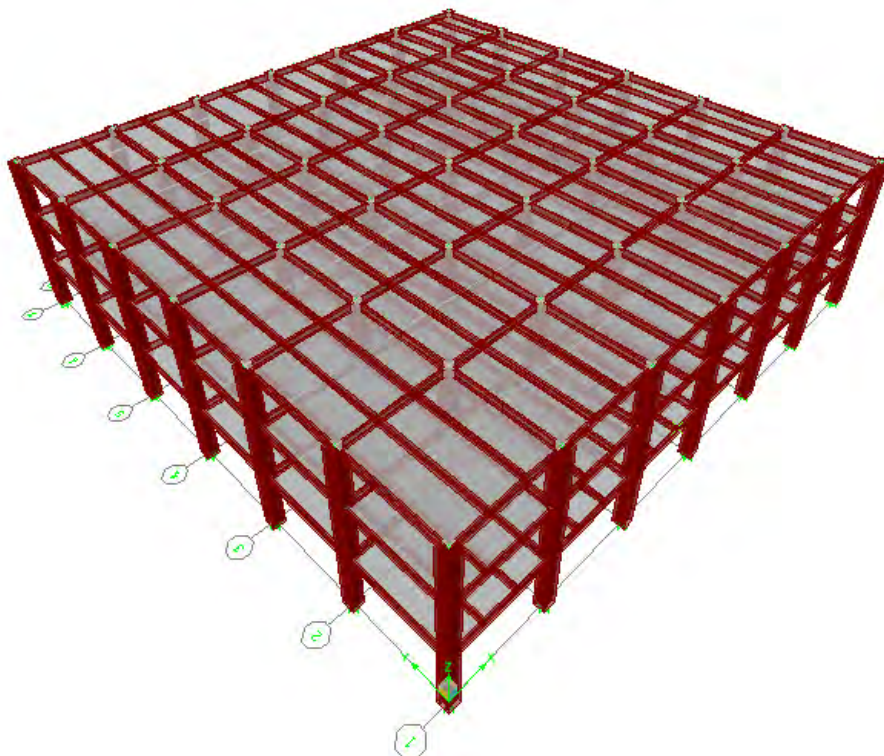
### 3.1. Diseño preliminar

#### 3.1.1. Selección de modelos

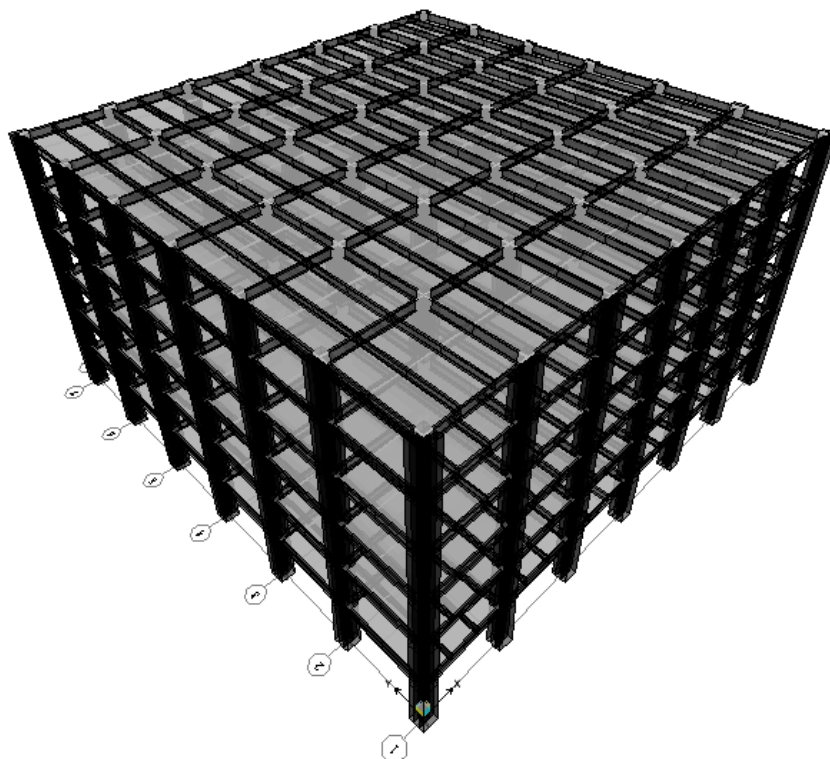
Para este estudio se eligió una planta simétrica común para los tres edificios, la cual consiste de seis crujías en ambas direcciones ortogonales, con 6 metros de longitud en todas las crujías, y de 3.5 metros de altura típica de entrepiso. La longitud de los claros en este estudio se adoptó similarmente a los claros adoptados por el programa SAC (FEMA 355C 2000) con algunos marcos de acero de 6m. de claro, por Gartner y Hajjar (2006) con claros de 6 m. para marcos compuestos de hasta 18 niveles, y por Denavit *et al.* (2011) con claros ligeramente superior a los 6 m. La estructuración consiste de marcos resistentes a momento en ambas direcciones ortogonales con columnas compuestas SRC con un perfil de acero de sección *I* (*W* o *IR*) de acero A572 grado 50 embebidas en una sección de concreto reforzado de 250, 300 y 350 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia,  $f'_c$ . Todas las vigas principales de acero A572 Gr. 50 de sección *I* (*W* o *IR*) se conectan rígidamente a las columnas, y con vigas secundarias para dar soporte al sistema de piso. La figura 3.1 ilustra la planta tipo empleada, mientras que las figuras 3.2 a 3.4 muestran los modelos en 3D de los tres modelos en estudio.



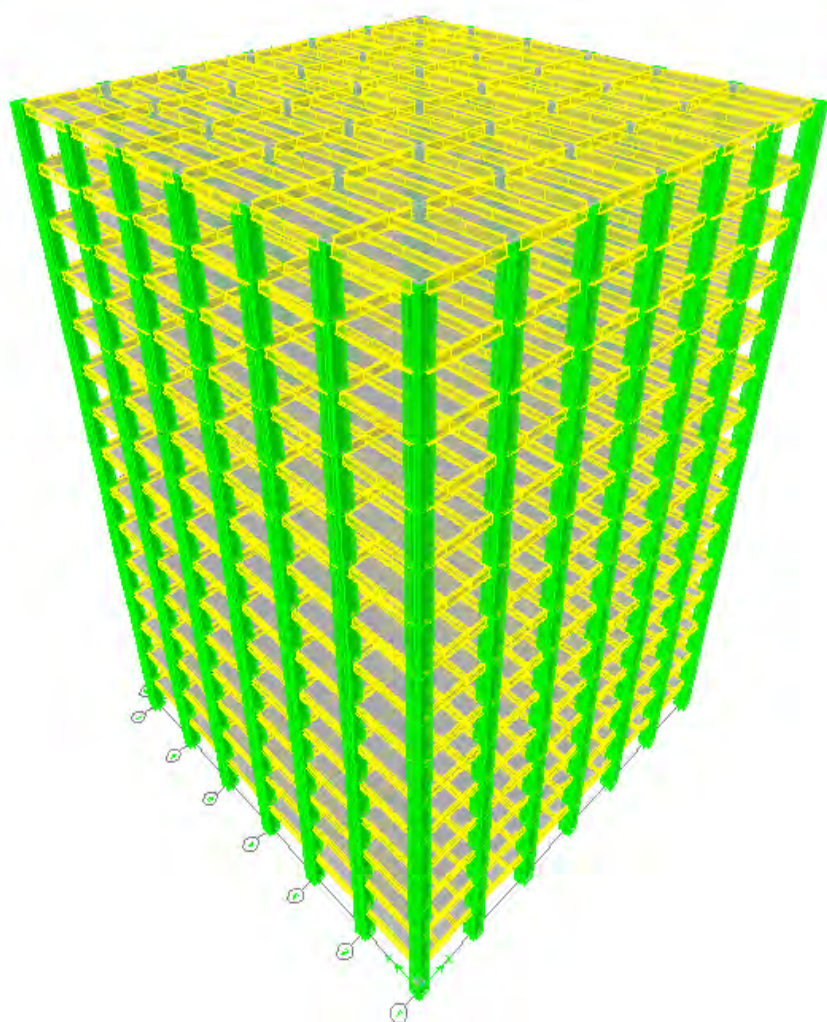
**Figura 3.1.** Planta tipo de columnas.



**Figura 3.2.** Vista en isométrico 3d del edificio de tres niveles.



**Figura 3.3.** Vista en isométrico 3d del edificio de seis niveles.

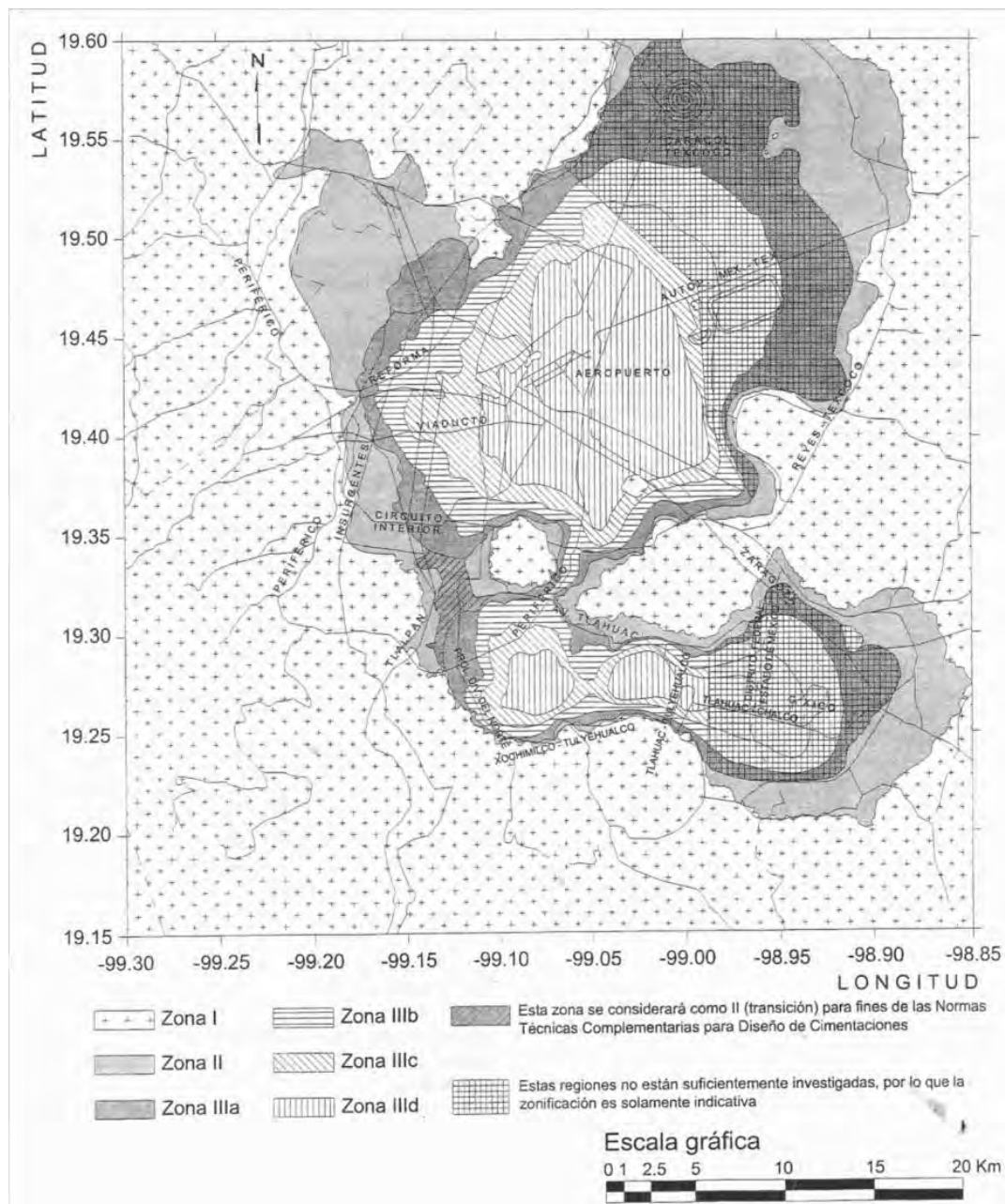


**Figura 3.4.** Vista en isométrico 3d del tipo edificio de 15 niveles.

### 3.1.2. Consideraciones y parámetros del diseño sísmico conforme a las NTC-DS (2004)

Para el análisis sísmico y el análisis estructural de los modelos de estudio, se consideraron las especificaciones disponibles del RCDF y sus NTC (2004). Así, las tres estructuras se consideraron dentro del grupo B, y se analizaron con combinaciones de carga que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales, con sus factores de carga correspondientes a cada combinación. Para fines de diseño sísmico, las tres estructuras se supusieron situadas dentro de la zona III b que se ilustra en la figura 3.5.





**Figura 3. 5.** Zonificación del D.F. para fines de diseño sísmico conforme a las NTC-DS (2004).

No obstante que las NTC (2004) no presentan valores explícitos de factores de comportamiento sísmico,  $Q$ , para sistemas en construcción compuesta, en este trabajo se analizaron y diseñaron los tres modelos para desarrollar ductilidad ordinaria considerando un  $Q$  igual a 2, y para ductilidad alta considerando un  $Q$  igual a 4. Así, las fuerzas sísmicas en todos los modelos fueron obtenidos a partir de un análisis modal espectral utilizando los espectros inelásticos de diseño mostrados en la figura 3.6.

Con las fuerzas sísmicas calculadas para Q de 2 y 4, se realizaron análisis elásticos de segundo orden para los tres modelos, y cada modelo con los dos valores de rigideces



como se comentó previamente (sección transformada vs. Eurocódigo). Para cada set de análisis, los desplazamientos elásticos de entrepiso obtenidos del análisis se multiplicaron por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , para obtener los desplazamientos inelásticos. Los desplazamientos inelásticos relativos de entrepiso se restringieron a la distorsión límite de 0.012, que aplica cuando la estructura consiste de marcos a momento con elementos no estructurales desligados, conforme al cuerpo principal.

Los espectros de diseño sísmico se obtuvieron del Capítulo 3 de las Normas correspondientes (*ecuación 3. 1 – ecuación 3. 4*):

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a; \quad (3.1)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b; \quad (3.2)$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b \quad (3.3)$$

dónde:

$$q = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r \quad (3.4)$$

dónde:

$c$ : coeficiente sísmico.

$a_0$ : valor de  $a$  que corresponde a  $T=0$

$T_a, T_b$ : periodos característicos de los espectros de diseño

$r$ : exponente en las expresiones para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño.

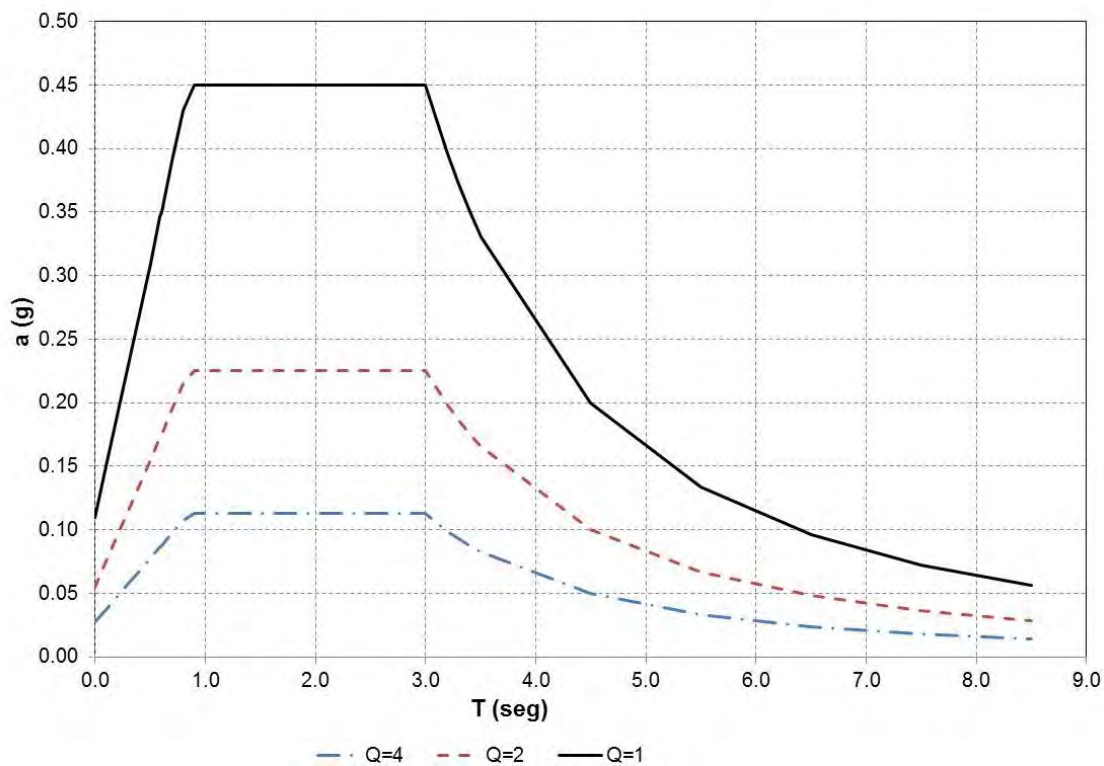
Los parámetros necesarios para calcular los espectros de aceleraciones de la zona III-b, fueron de acuerdo a la tabla 3.1 de las NTC-DS (2004).

Para el factor de reducción  $Q$  o  $Q'$  se consideraron las especificaciones del Capítulo 4.1 de las NTC-DS (2004) (*ecuación 3.5 y 3.6*)

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a; \quad (3.5)$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad \text{si } T < T_b \quad (3.6)$$

Con base a los datos mencionados y con las ecuaciones correspondientes se obtuvieron los espectros de diseño sísmicos: elástico, inelástico para  $Q=4$  y  $Q=2$  (figura 3.6).



**Figura 3.6.** Espectros de Diseño conforme a las NTC-DS (2004).

### 3.1.3. Consideraciones y parámetros del diseño sísmico conforme al Apéndice A de las NTC-DS (2004)

Con la publicación de las NTC-DS (2004), se introdujo oficialmente un nuevo procedimiento sísmico en su Apéndice A; donde se incorporan los conceptos de diseño por desempeño. Este apéndice aporta requerimientos de diseño que contemplan:

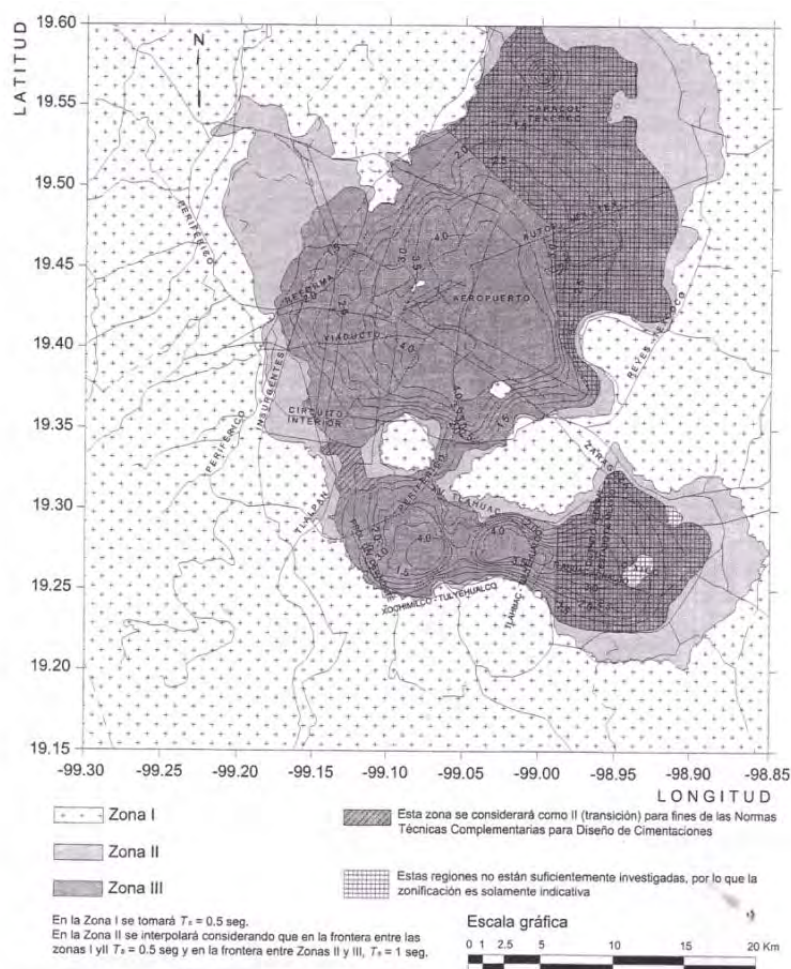
- Un manejo transparente y explícito de las demandas y suministros de deformación en la estructura.
- Un diseño dual que considera criterios de desempeño de (1) *operación completa* y (2) *seguridad de vida*
- Una microzonificación que permite una mejor caracterización numérica de las excitaciones sísmicas de diseño.

Tena, A. y Correa, H. (2008) explican los fundamentos de la propuesta del Apéndice A, como son los espectros de diseño elástico, cuyo objetivo es presentar de una manera más objetiva los niveles de demanda reales ante sismos de diseño y reflejar los niveles de amplificación por los efectos de interacción suelo-estructura; asimismo, las consideraciones para efectuar las reducciones por concepto de ductilidad y sobrerresistencia.

Sin embargo, de acuerdo con Tapia y Tena (2004), algunos parámetros propuestos en el Apéndice A, como es el caso del factor de sobrerresistencia  $R$ , se propusieron con base en un número reducido de estudios de marcos de concreto reforzado. Además, estos autores comentan que la calibración de las demandas de respuesta no-lineal esperadas para diseños con el Apéndice A, se planteó con base en sistemas de un grado de libertad suponiendo un comportamiento elástico perfecto. Diversos estudios, (e.g, Tapia y Tena 2004), han comprobado en forma analítica que el factor  $R$  del Apéndice A no es representativo para todos los sistemas estructurales.

Uno de los objetivos del presente estudio fue el de determinar la sobrerresistencia de sistemas estructurales de marcos a momento con columnas compuestas tipo SRC. Para ello, se revisaron los desplazamientos laterales, tanto para el de sismo de servicio como para el de seguridad contra colapso, de los diseños obtenidos según el criterio del cuerpo principal; a través de análisis modales espectrales, con espectros inelásticos obtenidos con el Apéndice A.

Para estos análisis, se consideraron los efectos del periodo dominante más largo del terreno,  $T_s$ , el cual se extrajo de la figura 3.7 con un valor de 2.0 seg. para la zona en consideración.



**Figura 3.7.** Periodos Predominantes del suelo,  $T_s$ .

Los periodos característicos del espectro de diseño  $T_a$  y  $T_b$  se calcularon de acuerdo a la sección A.3 y caen en los siguientes condicionales:

$$\text{Si } 0.5 < T_s \leq 2.5s$$

$$T_a = 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5) = 1.18 \text{ seg.} \quad (3.7)$$

$$\text{Si } 1.125 < T_s \leq 3.5s$$

$$T_b = 1.2 \bullet T_s = 2.4 \text{ seg.} \quad (3.8)$$

Respecto al coeficiente de aceleración del terreno,  $a_0$ , el coeficiente sísmico,  $c$ , y el coeficiente  $k$ , se obtuvieron usando las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T_s > 1.5s$$

$$a_0 = 0.25$$

$$\text{Si } 1.5 < T_s \leq 2.5s$$

$$c = 1.2$$

$$\text{Si } T_s > 1.65s$$

$$k = 0.35$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \quad (3.9)$$

Se adoptó como la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación según la sección A.3:

$$a = a_0 + (\beta c - a_0) T / T_a \quad \text{si } T < T_a; \quad (3.10)$$

$$a = \beta c \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b; \quad (3.11)$$

$$a = \beta q c \left( T_b / T \right)^2 \quad \text{si } T > T_b; \quad (3.12)$$

dónde:

$\beta$ : es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo – estructura, en este trabajo se consideró igual a uno, ya que no se consideró la interacción suelo – estructura.

Las ordenadas espectrales se redujeron por los factores de ductilidad,  $Q'$ , y de sobrerresistencia,  $R$ , de acuerdo con las siguientes expresiones según la sección A.3:

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; \quad \text{si } T \leq T_a; \quad (3.13)$$

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \quad \text{si } T_a < T \leq T_b \quad (3.14)$$

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} \quad \text{si } T > T_b \quad (3.15)$$

dónde:

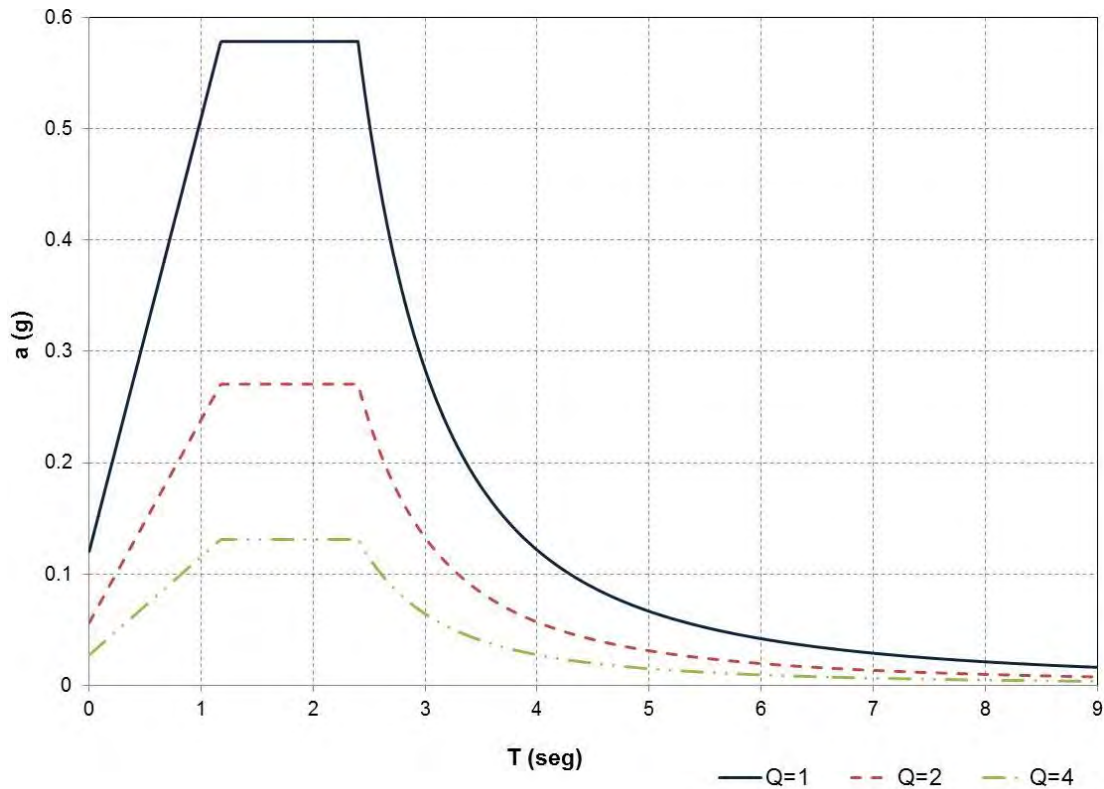
$Q$ : es el factor de comportamiento sísmico que se mencionó anteriormente, y se encuentra en el Capítulo 5 de las NTC-DS (2004).

Se efectuó la reducción por sobrerresistencia  $R$ , basados en lo siguiente:

$$R' = \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; \quad \text{si } T \leq T_a; \quad (3.16)$$

$$R = 2 \quad \text{si } T > T_a; \quad (3.17)$$

Con base a los datos mencionados, y con las ecuaciones correspondientes, se obtuvieron los espectros de diseño sísmico: elástico, inelástico para  $Q=4$  y  $Q=2$  (figura 3.8).



**Figura 3.8.** Espectro de Diseño conforme al Apéndice A de las NTC-DS (2004).

Al igual que en su cuerpo normativo, el Apéndice A de las NTC-DS (2004) tampoco proporcionan parámetros de diseño sísmico ( $Q$ ,  $R$ , *distorsión límite*) para sistemas en construcción compuesta, por lo que inicialmente este estudio adaptó valores sugeridos para sistemas “similares”.

### 3.2. Análisis elásticos de segundo orden

Los tres modelos de edificios propuestos en este trabajo fueron modelados y analizados en el programa comercial **ETABS V9.5**; se realizaron análisis elásticos de segundo orden considerando las siguientes hipótesis:

- Todos los edificios se supusieron desplantados sobre una base rígida, por lo que se desprecia la interacción dinámica suelo-estructura.
- Se supone que se ha diseñado adecuadamente el sistema de piso para considerar que trabaja como diafragma rígido.
- Se supone que se ha proveído de suficientes conectores de cortante para garantizar que el concreto y el perfil de acero trabajan siempre en acción compuesta.
- Las distorsiones de entrepiso no rebasan los límites propuestos en las NTC-DS (2004) de 0.012, y en el Apéndice A de dichas normas de 0.030.
- Se verificó la relación entre momentos en vigas y columnas para elementos compuestos, buscando que la viga alcance antes el momento plástico que la columna.
- Las columnas compuestas se modelaron con dos criterios que se describen a continuación:

El primer criterio consistió en utilizar la sección transformada (método empleado comúnmente en los despacho estructurales mexicanos) para las columnas compuestas mediante el diseñador de secciones que viene incluido dentro del programa en el módulo: define- frame sección - section designer y a partir de ello realizar los Análisis elásticos de segundo orden con los factores de comportamiento sísmico  $Q=4$  (comportamiento dúctil) y  $Q=2$  (comportamiento no dúctil).

El segundo criterio tomó como base la rigidez efectiva a flexión  $(EI)_{eff,II}$  que menciona el Eurocódigo 4 en su capítulo 6.7.3.4. “Método de análisis e imperfecciones en los miembros”; esta se calculó de acuerdo al tipo de sección para cada modelo con la siguiente fórmula, la cual considera los efectos de segundo orden:

$$(EI)_{eff,II} = k_0 (E_a I_a + E_s I_s + k_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (3.18)$$

dónde:

$K_{e,II}$ : es el factor de corrección el cual debe ser igual a 0.5.

$K_o$ : es el factor de calibración el cual debe ser igual a 0.9.

$E_a$ : es el módulo de elasticidad del perfil estructural de acero.

$I_a$ : es el momento de inercia del perfil estructural de acero.

$E_s$ : es el módulo de elasticidad de las barras de acero.

$I_s$ : es el momento de inercia de las barras de acero para el plano de flexión que se está considerando.

$I_a$ : es el momento de inercia de la sección de concreto no agrietado.

$E_{cm}$ : es el módulo de elasticidad de la sección no agrietada de concreto.

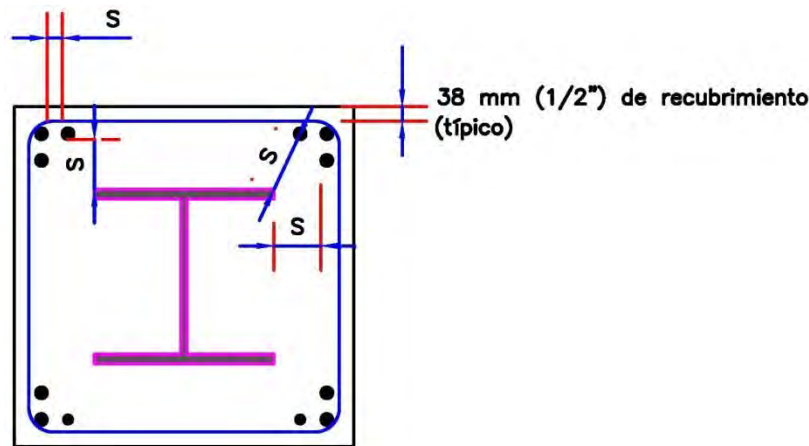
A partir del valor calculado de  $(EI)_{eff,II}$ , se despejó la  $E$  considerando el momento de inercia,  $I$ , de la sección gruesa del concreto; con este método, el agrietamiento del concreto es considerado directamente en el valor de  $EI_{eff,II}$ . Para fines de modelación en el programa **ETABS V 9.5**, un material con las propiedades del concreto y un módulo de elasticidad equivalente,  $E$ , se asignó a las columnas de concreto de inercia,  $I$ , para realizar los análisis elásticos de todos los modelos con  $Q=2$  y  $Q=4$ . El detalle de los cálculos se presenta en el Apéndice B.

### 3.2.1. Resultados obtenidos según las consideraciones y parámetros del diseño sísmico de las NTC-DS (2004)

En la tabla 3.1 se presentan las secciones de los elementos estructurales, como son: columnas compuestas (con base en las especificaciones del AISC-I1.2 – 2010), vigas principales y secundarias (de acero); resultantes del análisis y diseño (incluyendo los efectos  $P-\Delta$ ) para el edificio de tres niveles, así como los periodos de la estructura con base en el criterio de la sección transformada y rigidez efectiva  $EI$  del Eurocódigo.

Es importante mencionar los factores que rigieron el dimensionamiento de las columnas y vigas en los modelos de tres niveles, son los siguientes:

- Las limitaciones que solicita el AISC-I1.2 (1a, 1e) para columnas compuestas, respecto al espaciamiento libre entre el corazón de acero y el refuerzo longitudinal y/o entre varillas longitudinales, tomada la distancia desde el borde exterior (figura 3.9), el cual debe ser el mayor de los dos casos: 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo ó 1.5 pulgadas.

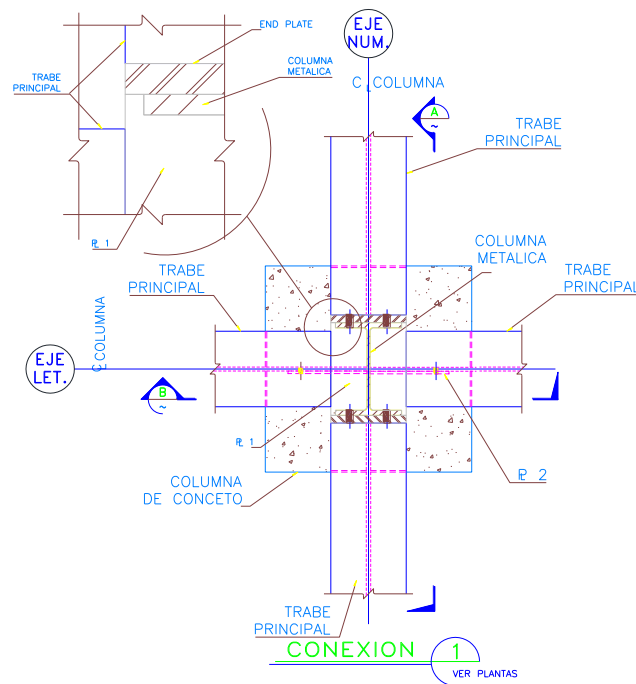


$S$  = distancia entre barras, o entre una barra y el perfil de acero  
 $S \geq 1 \frac{1}{2} \times d_s$  o  $1 \frac{1}{2}''$  (el mayor de los dos)  
 $d_b$  = diámetro de la barra

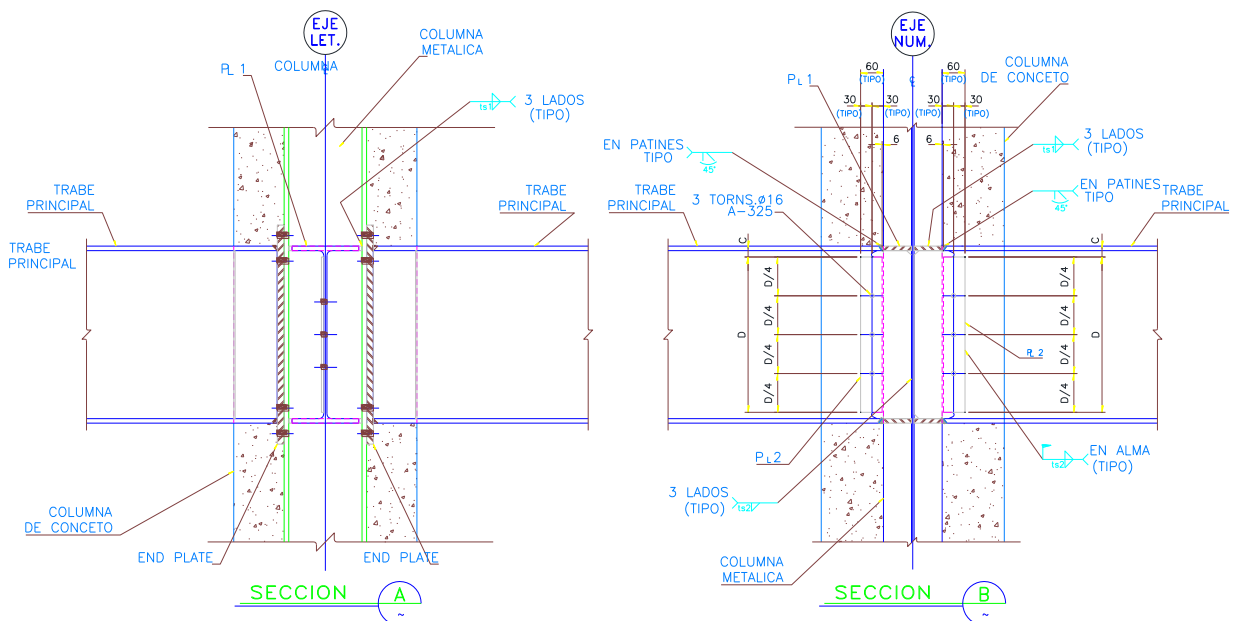
**Figura 3.9.** Colocación de barras longitudinales, requisitos de separaciones y recubrimientos.

- El área total de la sección del perfil estructural, no deberá ser menor al 1% del área total de la columna, a fin de que haya transferencia de esfuerzos bajo cargas de servicio entre el concreto y el acero antes de contraerse o agrietarse.
- El recubrimiento mínimo que solicita las NTC EM (2004) en la sección 3.6.6.1., el cual deberá ser al menos de 40 mm medidos del borde exterior de las barras colocadas por fuera, sean longitudinales o estribos.
- El área mínima requerida de acero para el refuerzo longitudinal continuo,  $A_{sr} \geq 0.004 A_g$ , donde  $A_g$  se tomó como el área total de la columna compuesta y  $A_{sr}$ , el área de las barras de refuerzo.
- La revisión de la autosoportabilidad del edificio sin revestimiento del concreto, durante el proceso de obra. En el subcapítulo 3.2.4 se muestra que con este perfil los modelos se encuentran satisfactoriamente en el intervalo de operación inmediata. Lo cual no se logró al emplear un perfil de menor peralte y/o peso en las columnas.
- La revisión de las distorsiones de entrepiso de acuerdo al límite establecido de 0.012, conforme a las NTC DS (2004). Para estos modelos se supuso que los elementos no estructurales están separados de la estructura.
- La unión viga – columna, ya que se requiere suficiente espacio en los patines de la columna para conectarla por medio de tornillos a la placa de end plate de la viga y en el alma de la columna para soldarle los patines de la viga (figuras 3.10 y 3.11).
- La revisión de desplazamientos según los estados límite de servicio, en las vigas; con base a las NTC sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (2004). Considerando miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales y también efectos a largo plazo.



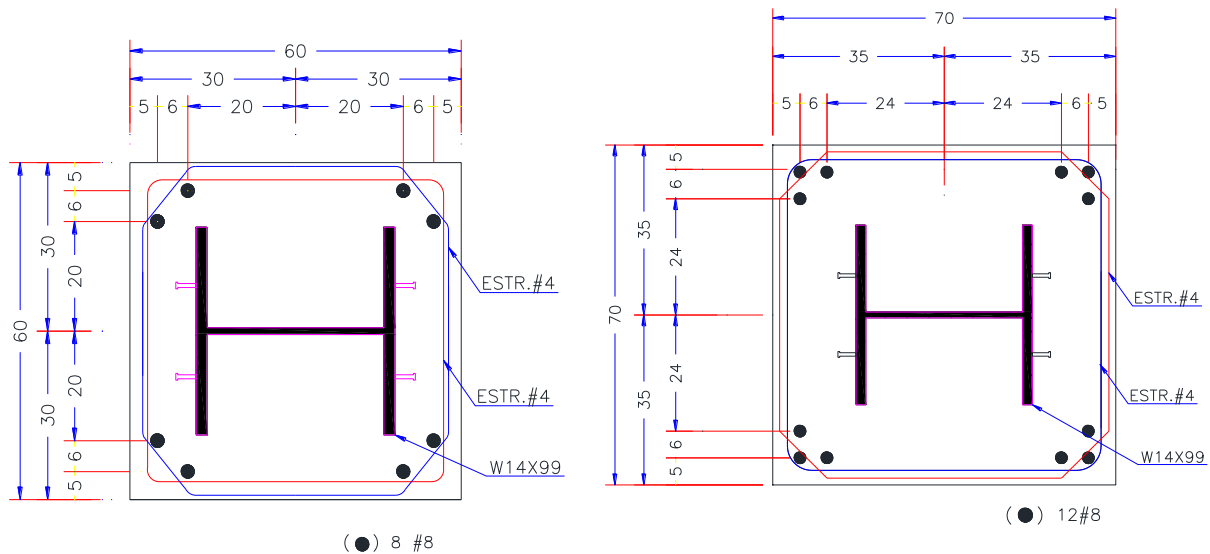


**Figura 3.10.** Detalle tipo de unión viga-columna.



**Figura 3.11.** Sección A y B del detalle tipo: unión viga-columna.

Con base en el análisis elástico y el diseño estructural, se obtuvieron las siguientes secciones para columnas para todos los marcos:



**Figura 3.12.** Columna tipo para el modelo M3Q4

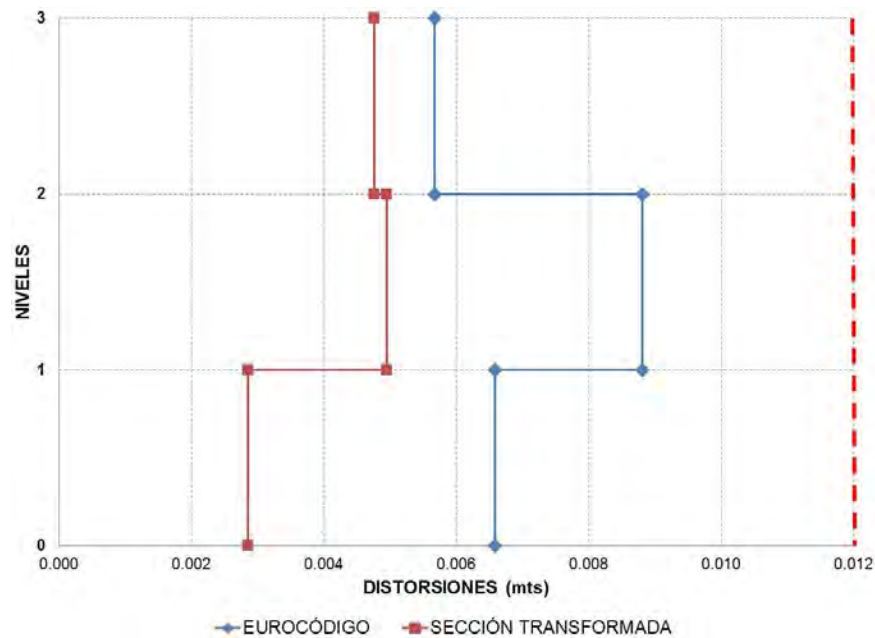
**Figura 3.13.** Columna tipo para el modelo M3Q2

**Tabla 3.1.** Secciones de los elementos estructurales para el edificio de tres niveles

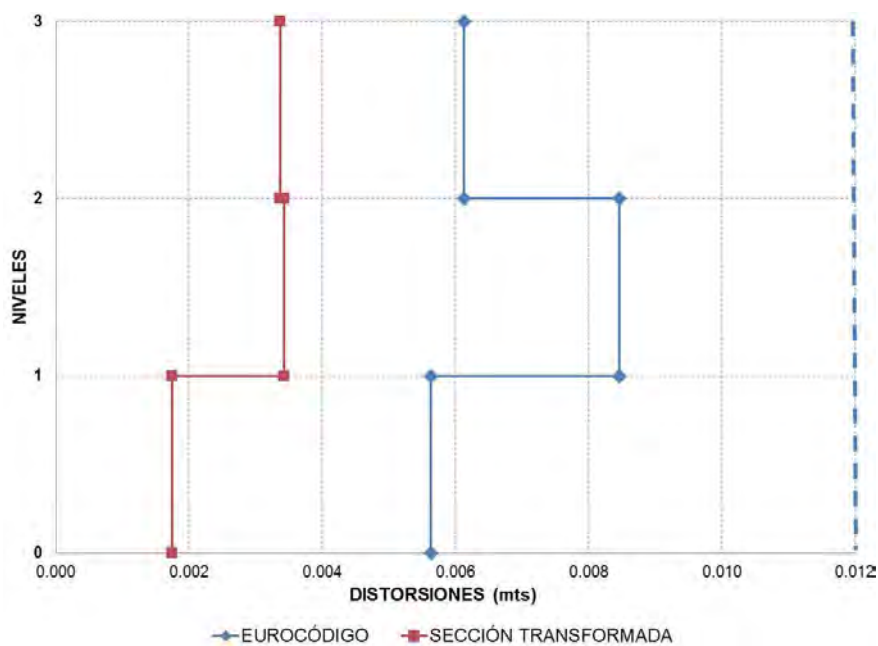
3 NIVELES				
ELEMENTO ESTRUCTURAL	COLUMNAS	VIGAS PRINCIPALES	VIGAS SECUNDARIAS	T PERIODO
Q=4	60 X 60	W 18 X 35	W 14 X 30	EUROCÓDIGO
	Concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$			0.9167 seg.
	Perfil W 14 x 99			SECC.TRANS
	Barras de Acero 8 $\phi$ # 1"			0.717 seg.
Q=2	70 X 70	W 18 X 35	W 14 X 30	EUROCÓDIGO
	Concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$			0.8974 seg.
	Perfil W 14 x 99			SECC.TRANS
	Barras de Acero 12 $\phi$ # 1"			0.6707 seg.

En las figuras 3.14 y 3.15 se muestran las distorsiones de entrepiso producidas por las acciones sísmicas calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por ductilidad y multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , según el criterio de la sección transformada y la del Eurocódigo.

En las distorsiones presentadas se observa que en el criterio de la sección transformada se subestima el valor del desplazamiento lateral; es por ello que en los diagramas de interacción y en la gráficas demanda capacidad se consideró como base el criterio del Eurocódigo.



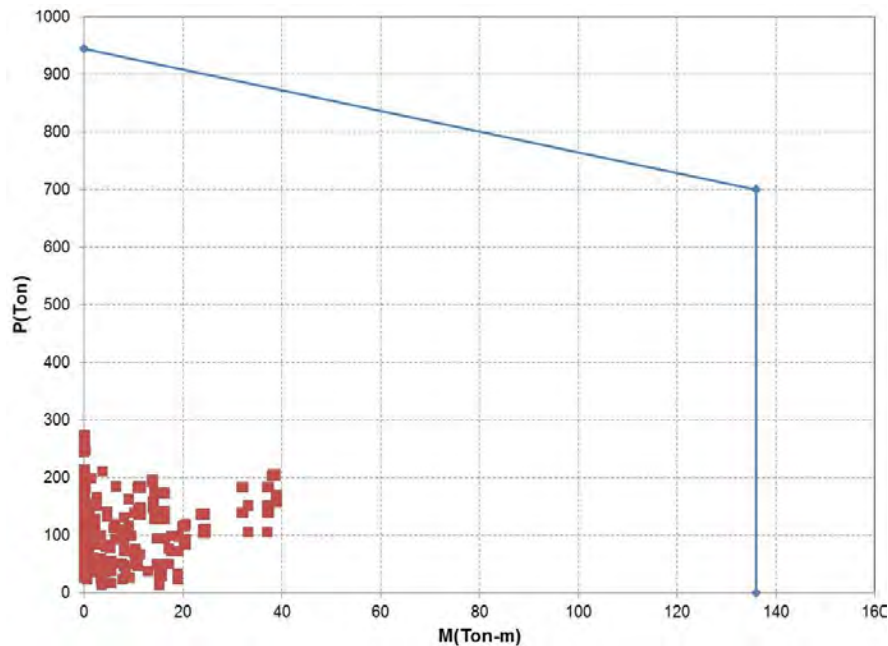
**Figura 3.14.** Comparativa de las distorsiones de entrepiso del modelo de tres niveles con  $Q=4$ , mostrando como límite según el cuerpo principal de las NTC-DS (2004).



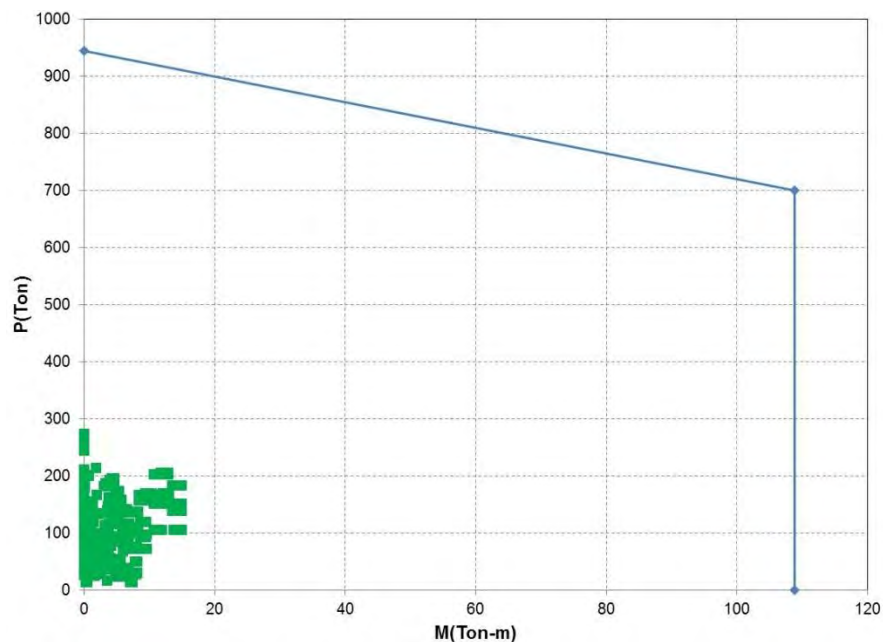
**Figura 3.15.** Comparativa de las distorsiones de entrepiso del modelo de tres niveles con  $Q=2$ , mostrando como límite según el cuerpo principal de las NTC-DS (2004).

Se puede observar que las distorsiones por nivel (figura 3.14 y 3.15) no se encuentran muy cercanas al límite. Para estos modelos de tres niveles, los factores que rigieron fueron: (a) las limitaciones del AISC-I1.2 (1a, 1e) en cuanto al dimensionamiento de los elementos estructurales, (b) la revisión de desplazamientos según los estados límite de servicio de las vigas, y (c) la revisión de autosoportabilidad del edificio sin revestimiento del concreto.

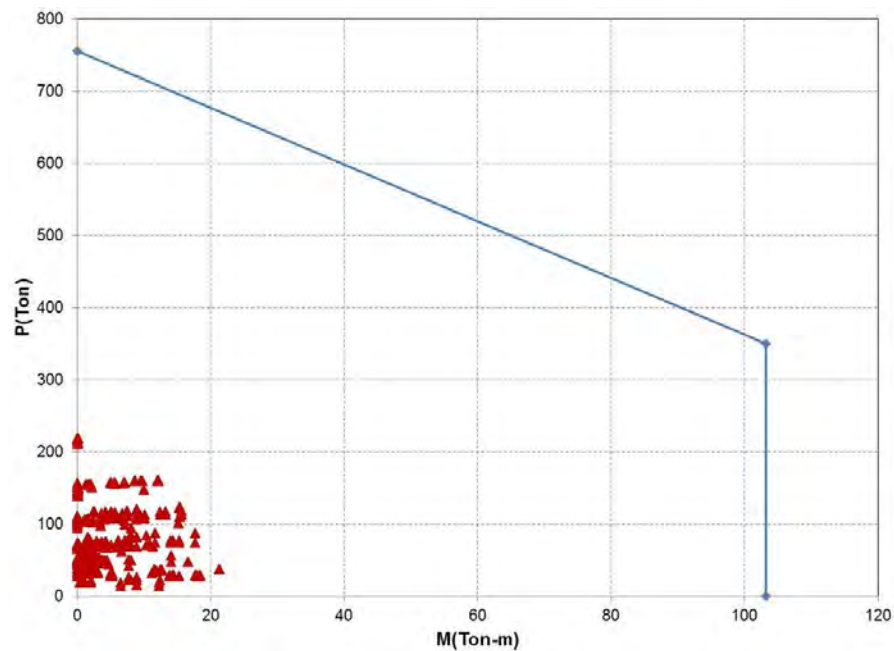
En seguida se exponen los diagramas de interacción compresión – momento uniaxial (alrededor de los ejes de menor y mayor momento de inercia) que representan la resistencia de todas las columnas del edificio de tres niveles con factores de comportamiento sísmicos  $Q=4$  y  $Q=2$ . El diagrama de interacción empleado considera el criterio simplificado del AISC (2010), el cual considera la reducción de la resistencia debida a los efectos de longitud efectiva.



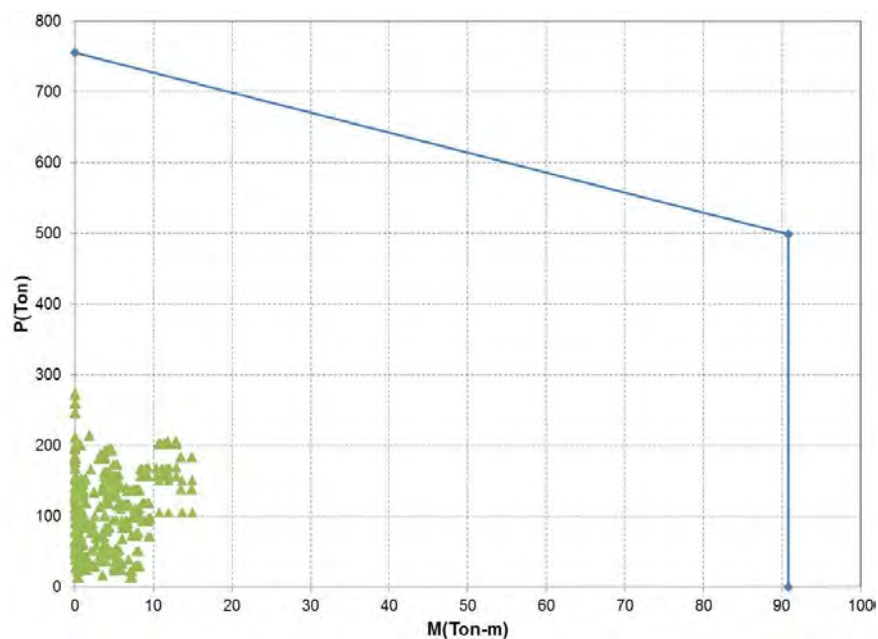
**Figura 3.16.** Diagrama de interacción  $P-M$  para diseño a flexión alrededor del eje de mayor inercia para el edificio de tres niveles con  $Q=2$ .



**Figura 3.17.** Diagrama de interacción  $P-M$  para diseño a flexión alrededor del eje de menor inercia para el edificio de tres niveles con  $Q=2$ .

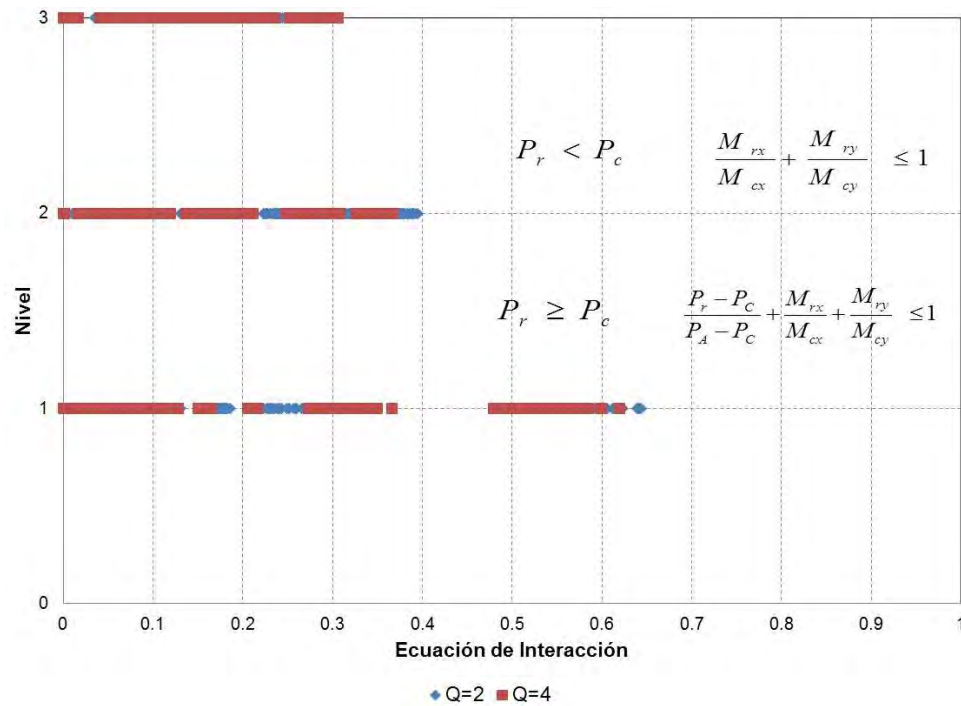


**Figura 3.18.** Diagrama de interacción  $P$ - $M$  para diseño a flexión alrededor del eje de mayor inercia para el edificio de tres niveles con  $Q=4$ .

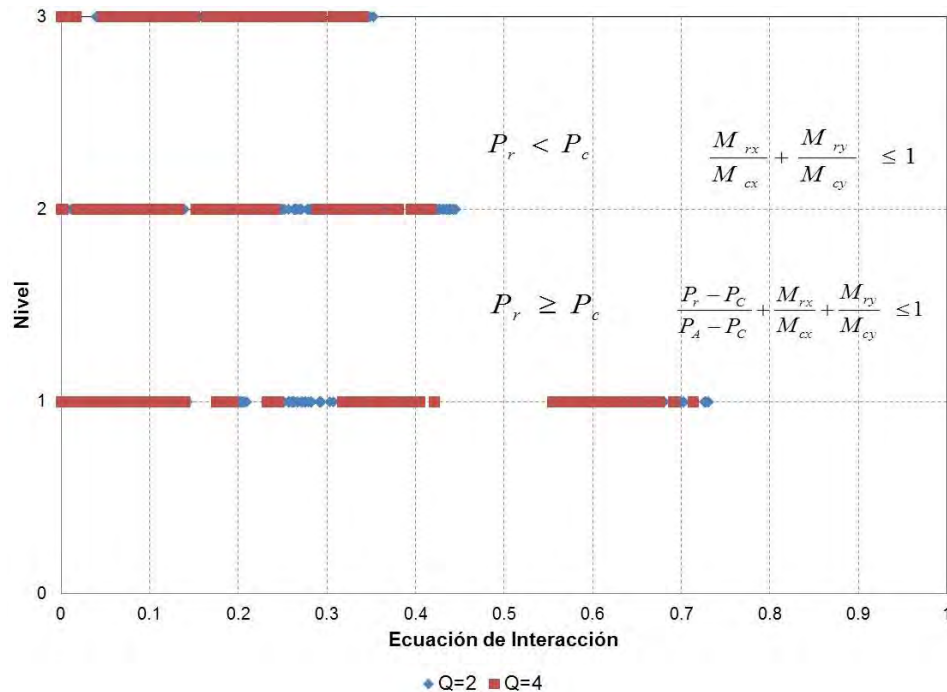


**Figura 3.19.** Diagrama de interacción  $P$ - $M$  para diseño a flexión alrededor del eje de menor inercia para el edificio de tres niveles con  $Q=4$ .

En las figuras 3.20 y 3.21 se muestran las gráficas de demanda – capacidad de todas las columnas por nivel en base a las dos ecuaciones que presenta el AISC en su Capítulo I, para columnas compuestas sujetas a la combinación de carga axial más flexión en su respectivo eje.



**Figura 3.20.** Gráfica de demanda – capacidad para las columnas compuestas SRC del edificio de tres niveles para Q=4 y Q=2, para el eje fuerte.



**Figura 3.21.** Cocientes demanda – capacidad para las columnas compuestas SRC del edificio de tres niveles para Q=4 y Q=2, para el eje débil.

Tanto en los diagramas de interacción como en las gráficas de demanda capacidad (figuras 3.16 a 3.21), se puede observar que para los modelos de tres niveles las demandas últimas satisfacen adecuadamente las ecuaciones de interacción (AISC 2010); en cuanto a resistencia, se ve que todas las columnas cumplen, ya que están dentro del diagrama.

Se puede apreciar que este sistema constructivo presenta una resistencia alta en cuanto a flexión axial correspondiente a cada eje, apreciado en los puntos que conforman el diagrama de interacción.

Cabe mencionar que reduciendo secciones podríamos llegar al límite en cuanto a distorsión y resistencia, pero no fue posible lograrlo debido a las limitaciones en cuanto a dimensionamiento y revisión de autosoportabilidad de la estructura.

También se obtuvieron las tablas de las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles correspondientes para los modelos, de acuerdo al análisis estático del capítulo 8 de las NTC-DS (2004), este se muestra en la siguiente formulación:

$$F_i = \frac{c}{Q} \left( \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) \sum W_i \quad (3.19)$$

**Tabla 3. 2. Fuerzas sísmicas obtenidas con las NTC-DS (2004) para el edificio de tres niveles diseñado con Q=4**

NIVEL	Altura m	H <sub>i</sub> m	W <sub>i</sub> ton	W <sub>i</sub> *H <sub>i</sub> ton- m	F ton	V ton
3	3.50	10.50	803.70	8,438.85	144.78	<b>144.78</b>
2	3.50	7.00	1,212.06	8,484.42	145.56	<b>290.35</b>
1	3.50	3.50	1,212.06	4,242.21	72.78	<b>363.13</b>
Σ=				<b>3, 27.820</b>	<b>21,165.480</b>	

**Tabla 3. 3. Fuerzas sísmicas obtenidas con las NTC-DS (2004) para el edificio de tres niveles diseñado con Q=2**

NIVEL	Altura m	H <sub>i</sub> m	W <sub>i</sub> ton	W <sub>i</sub> *H <sub>i</sub> ton- m	F ton	V ton
3	3.50	10.50	803.70	8,438.85	291.57	<b>291.57</b>
2	3.50	7.00	1,269.82	8,888.76	307.12	<b>598.69</b>
1	3.50	3.50	1,269.82	4,444.38	153.56	<b>752.25</b>
Σ=				<b>3,343.347</b>	<b>21,771.995</b>	

Para el edificio de seis niveles con Q=4 y Q=2 con base a los dos criterios descritos, se muestran las secciones tipo:

Tabla 3.4. Secciones de los elementos estructurales para el edificio de seis niveles

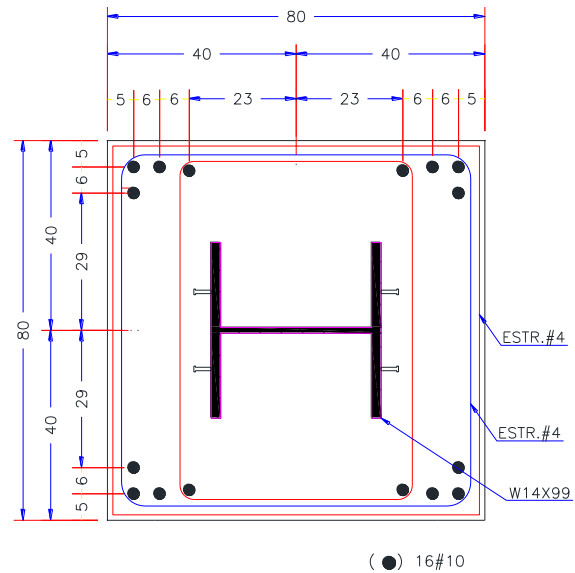
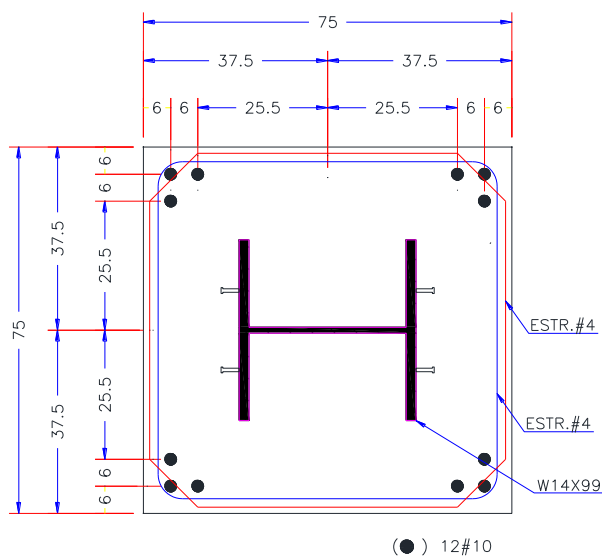
6 NIVELES				
ELEMENTO ESTRUCTURAL	COLUMNAS	VIGAS PRINCIPALES	VIGAS SECUNDARIAS	T PERIODO
Q=4	75 X 75	W 18 X 60	W 14 X 34	EUROCÓDIGO
	Concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$			1.3245 seg.
	Perfil W 14 x 99			SECC.TRANS
	Barras de Acero 12 $\phi$ # 1 1/4"			0.9943 seg.
Q=2	80 X 80	W 18 X 60	W 14 X 34	EUROCÓDIGO
	Concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$			1.1364 seg.
	Perfil W 14 x 99			SECC.TRANS
	Barras de Acero 16 $\phi$ # 1 1/4"			0.9388 seg.

Mencionando los factores que rigieron el diseño de las columnas y vigas en los modelos de seis niveles, son los siguientes:

- La revisión de las distorsiones de entrepiso de acuerdo al límite establecido de 0.012, conforme a las NTC DS (2004). Para estos modelos se supuso que los elementos no estructurales están separados de la estructura.
- La revisión de desplazamientos según los estados límite de servicio, en las vigas; con base a las NTC sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (2004). Considerando miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales y también efectos a largo plazo.
- Las limitaciones que solicita el AISC-I1.2 (1a, 1e) para columnas compuestas, respecto al espaciamiento libre entre el corazón de acero y el refuerzo longitudinal y/o entre varillas longitudinales, tomada la distancia desde el borde exterior (figura 3.9), el cual debe ser al menos 1.5 veces del diámetro de las barras de refuerzo.
- El recubrimiento mínimo que solicita las NTC EM (2004) en la sección 3.6.6.1., el cual deberá ser al menos de 40 mm medidos del borde exterior de las barras colocadas por fuera, sean longitudinales o estribos.
- La revisión de la autosoportabilidad del edificio sin revestimiento del concreto, durante el proceso de obra.
- La unión viga – columna, ya que se requiere suficiente espacio en los patines de la columna para conectarla por medio de tornillos a la placa extremo (*end plate*) de la viga y en el alma de la columna para soldarle los patines de la viga

Con base a lo anterior, al análisis y diseño, se obtuvieron las siguientes secciones para columnas, en los modelos Q4 y Q2:

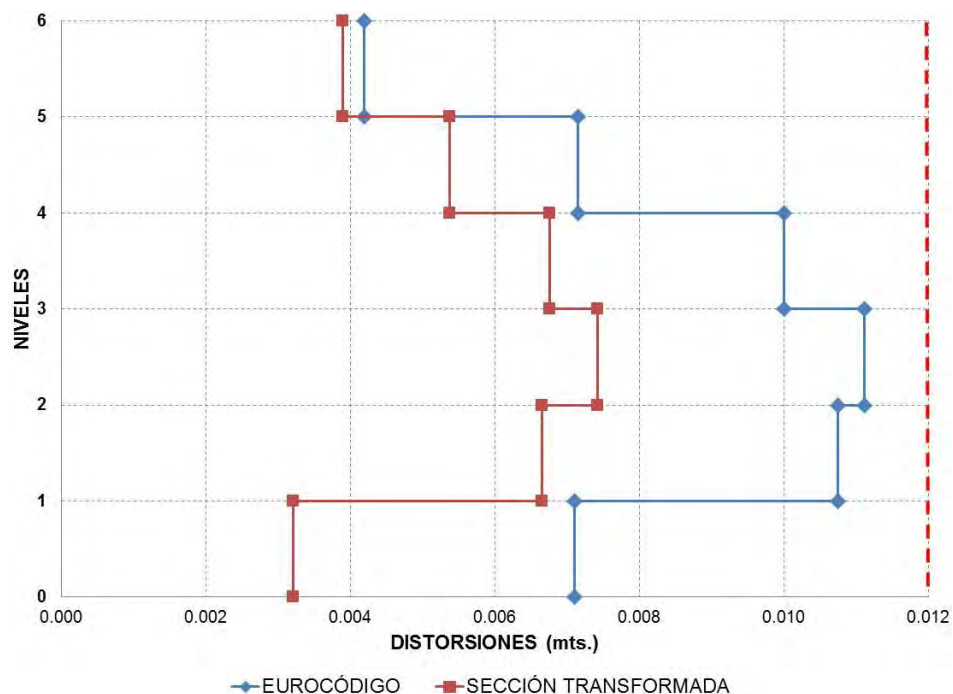




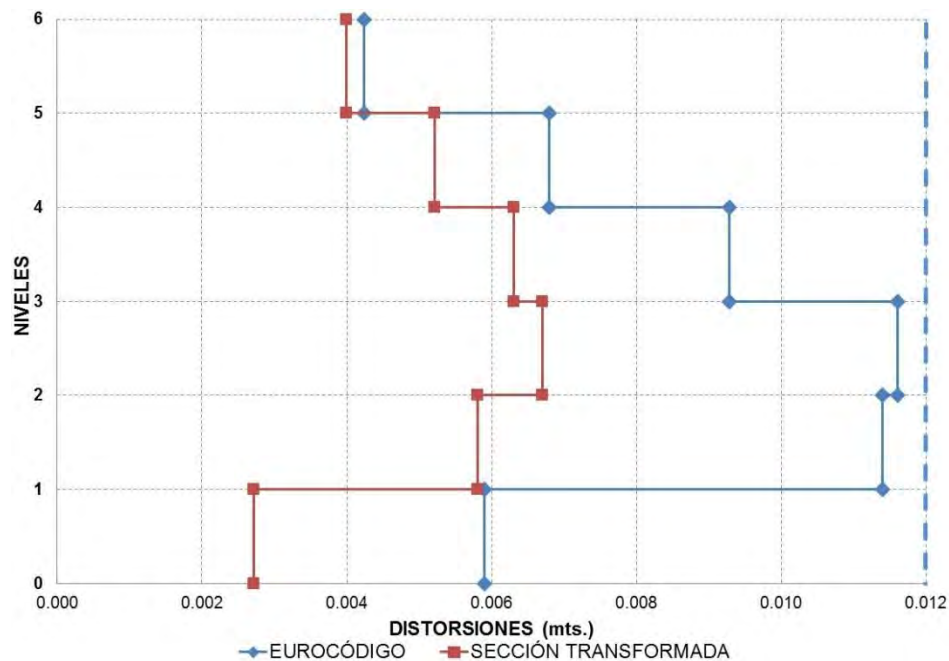
**Figura 3.22.** Columna tipo para el modelo M6Q4

**Figura 3.23.** Columna tipo para el modelo M6Q2

A continuación se presentan las distorsiones de entrepiso en las figuras 3.24 y 3.25, con base a los dos criterios descritos, el detalle de estos criterios se describió para el modelo de tres niveles.



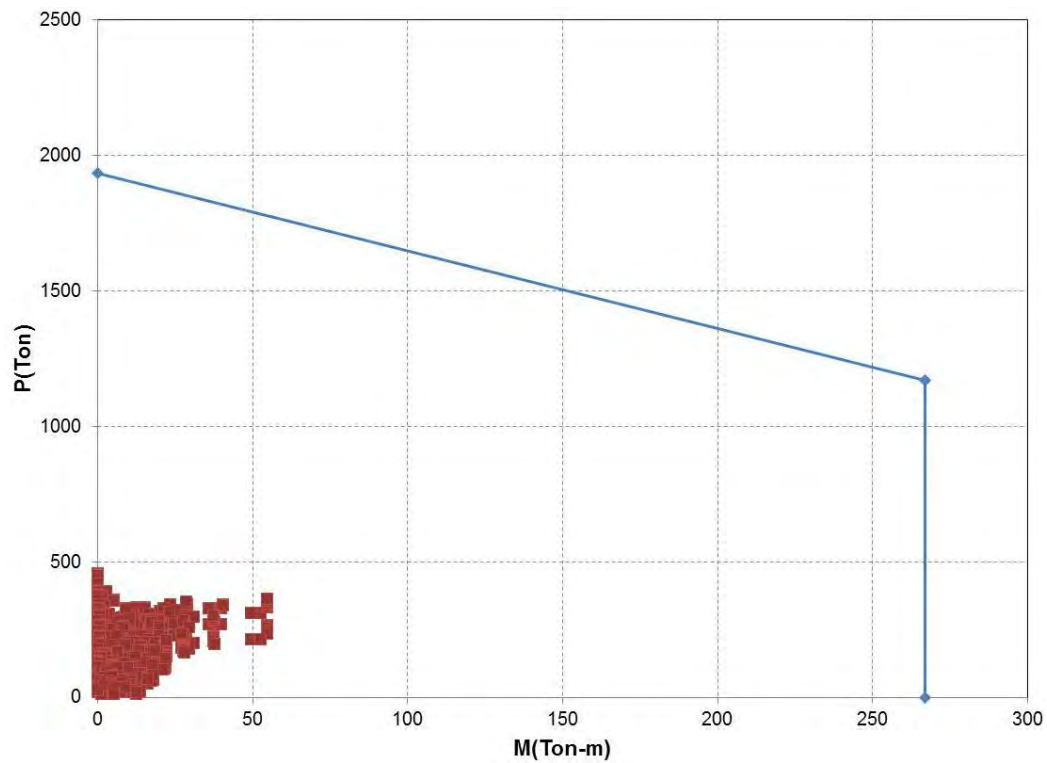
**Figura 3.24.** Comparativa de las distorsiones de entrepiso del modelo de seis niveles con Q=4, mostrando como límite según el cuerpo principal de las NTC-DS (2004).



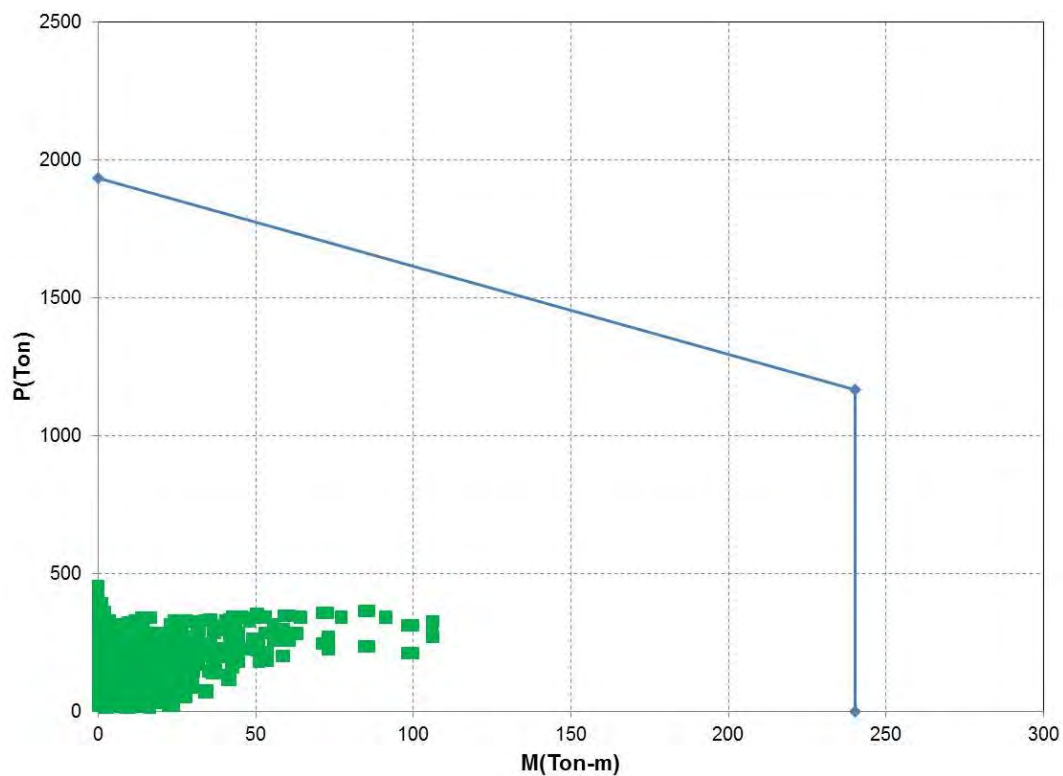
**Figura 3.25.** Comparativa de las distorsiones de entrepiso del modelo de seis niveles con  $Q=2$ , mostrando como límite según el cuerpo principal de las NTC-DS (2004).

Se puede observar que las distorsiones por nivel (figura 3.24 y 3.25), se encuentran muy cercanas al límite en los niveles dos y tres, por lo que se aprecia un apropiado diseño en cuanto a distorsiones.

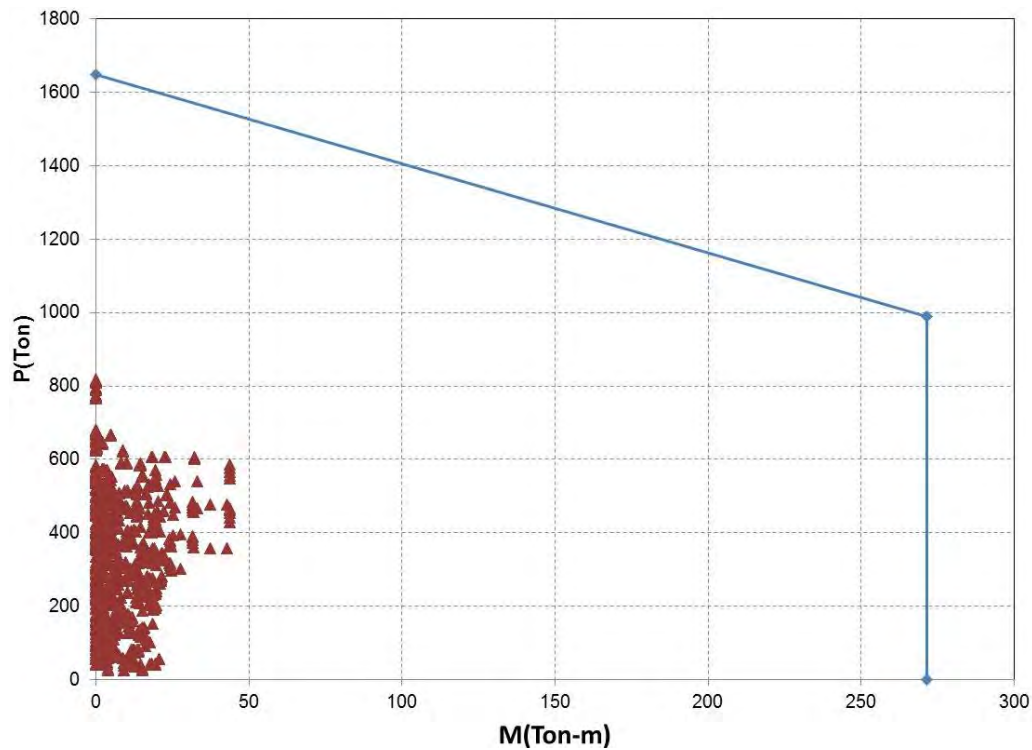
En las siguientes figuras se exponen los diagramas de interacción que muestran la resistencia de todas las columnas del modelo de seis 6 niveles; correspondientes al eje débil y fuerte, con factores de comportamiento sísmicos  $Q=4$  y  $Q=2$ ; tomando el criterio simplificado del AISC 2005, el cual considera los efectos de longitud efectiva:



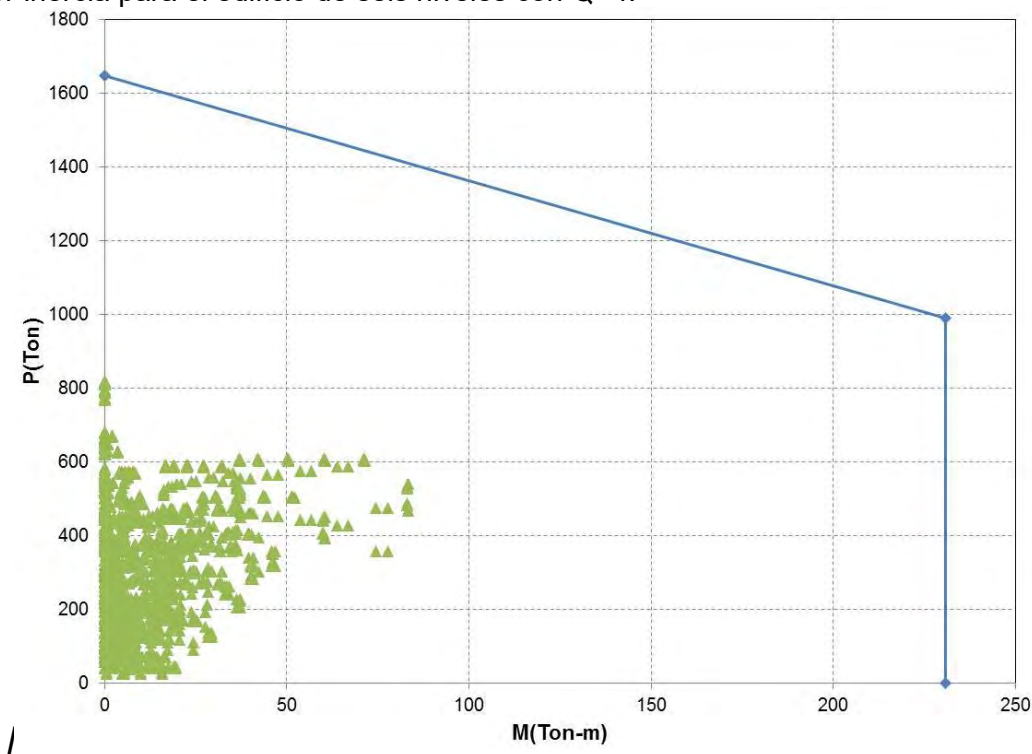
**Figura 3.26.** Diagrama de interacción  $P$ - $M$  para diseño a flexión alrededor del eje de mayor inercia para el edificio de seis niveles con  $Q=2$ .



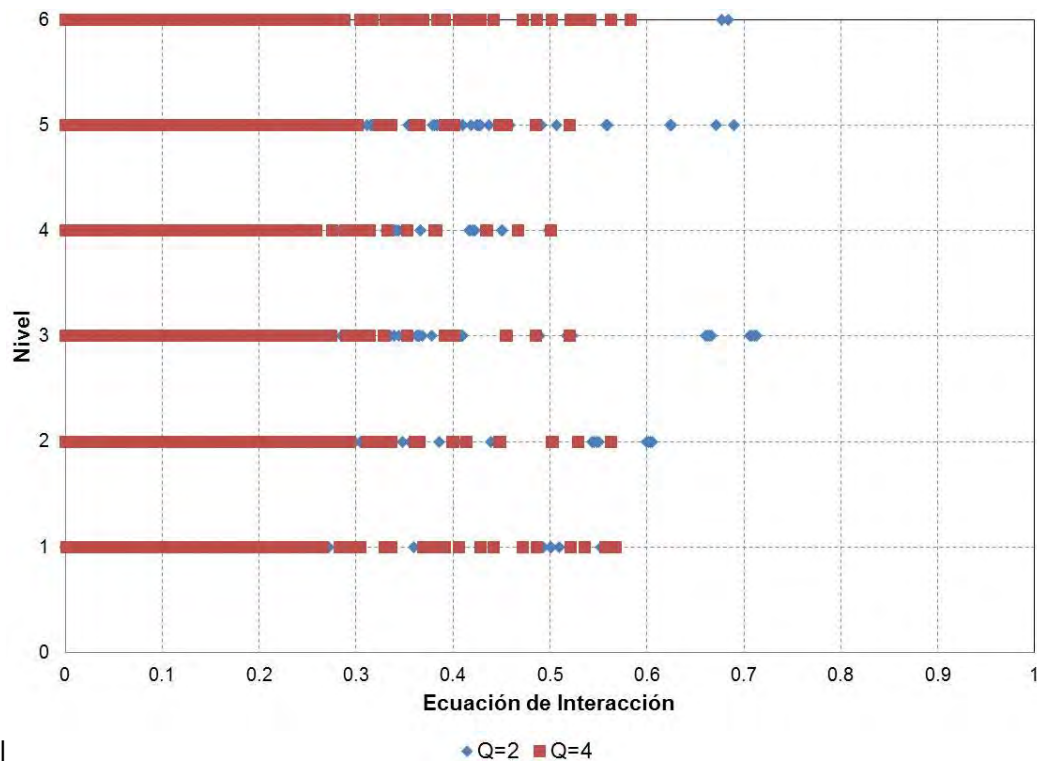
**Figura 3.27.** Diagrama de interacción  $P$ - $M$  para diseño a flexión alrededor del eje de menor inercia para el edificio de seis niveles con  $Q=2$ .



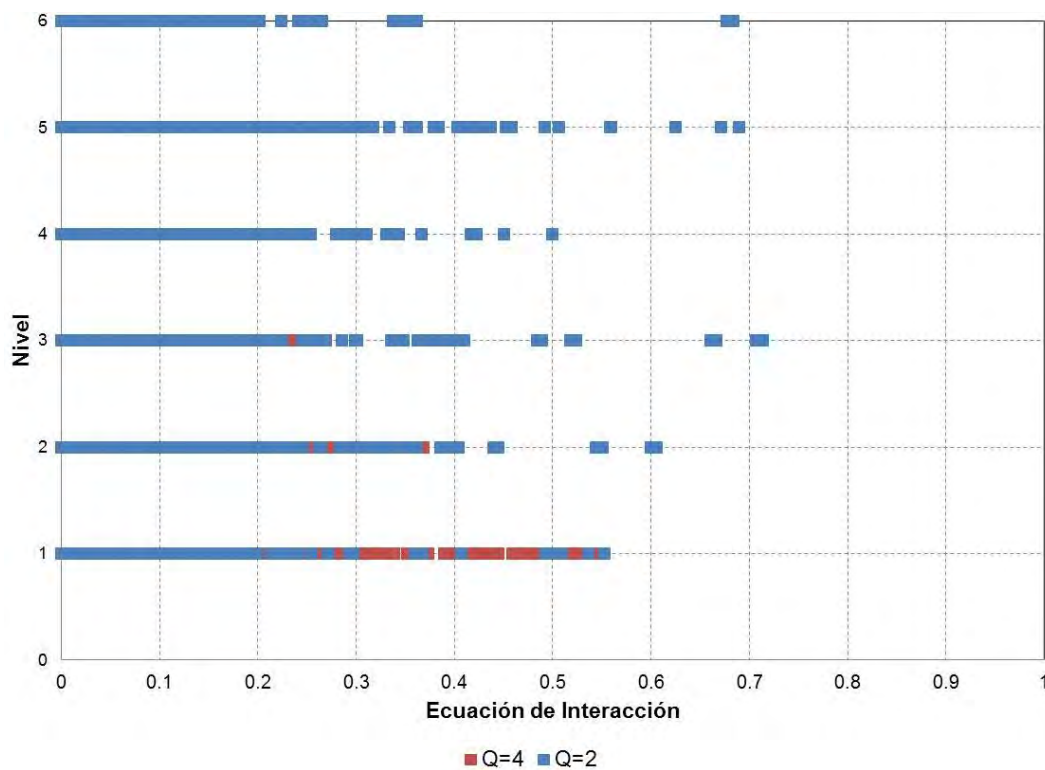
**Figura 3.28.** Diagrama de interacción  $P-M$  para diseño a flexión alrededor del eje de mayor inercia para el edificio de seis niveles con  $Q=4$ .



**Figura 3.29.** Diagrama de interacción  $P-M$  para diseño a flexión alrededor del eje de menor inercia para el edificio de seis niveles con  $Q=4$ .



**Figura 3.30.** Gráfica de demanda – capacidad para las columnas SRC del edificio de seis niveles para Q=4 y Q=2, para el eje fuerte.



**Figura 3.31.** Gráfica de demanda – capacidad para las columnas SRC del edificio de seis niveles para Q=4 y Q=2, para el eje débil.

Tanto en los diagramas de interacción como en las gráficas de demanda capacidad (figuras 3.26 a 3.31), se puede observar que para los modelos de seis niveles las demandas últimas satisfacen adecuadamente las ecuaciones interacción (AISC 2010); en cuanto a resistencia, se ve que todas las columnas cumplen, ya que están dentro del diagrama.

Se puede apreciar que este sistema constructivo presenta una resistencia alta en cuanto a flexión axial correspondiente a cada eje, apreciado en los puntos que conforman el diagrama de interacción.

Cabe mencionar lo que controló el análisis y diseño de la estructura, fueron las distorsiones de entrepiso, las limitaciones del dimensionamiento y la revisión de la autosoportabilidad. Ya que en cuanto a resistencia se observa un adecuado comportamiento a flexión axial de este sistema constructivo.

En la tabla sucesiva se muestra la evaluación de la fuerzas sísmicas para el edificio de seis niveles con  $Q=4$  y  $Q=2$  empleando la ecuación 3.19, para el caso del coeficiente sísmico  $c$ , la ecuación 3.2 es la que se consideró y para el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , la ecuación 3.5, descrita en el subcapítulo 3.1.2 de la tesis.

**Tabla 3.5. Fuerzas sísmicas según NTC-DS (2004) para edificio de 6 niveles  $Q=4$**

NIVEL	Altura m	$H_i$ m	$W_i$ ton	$W_i \cdot H_i$ ton- m	F ton	V ton
6	3.50	21.00	824.97	17,324.34	167.13	<b>167.13</b>
5	3.50	17.50	1,326.42	23,212.33	223.93	<b>391.06</b>
4	3.50	14.00	1,326.42	18,569.86	179.14	<b>570.20</b>
3	3.50	10.50	1,326.42	13,927.40	134.36	<b>704.56</b>
2	3.50	7.00	1,326.42	9,284.93	89.57	<b>794.13</b>
1	3.50	3.50	1,326.42	4,642.47	44.79	<b>838.92</b>
$\Sigma=$			<b>7,457.062</b>	<b>86,961.324</b>		

**Tabla 3.6. Fuerzas Sísmicas según NTC-DS (2004) para edificio de 6 niveles  $Q=2$**

NIVEL	Altura m	$H_i$ m	$W_i$ ton	$W_i \cdot H_i$ ton- m	F ton	V ton
6	3.50	21.00	824.97	17,324.34	336.54	<b>336.40</b>
5	3.5	17.50	1,435.47	25,120.74	487.99	<b>824.54</b>
4	3.50	14.00	1,435.47	20,096.59	390.39	<b>1,214.93</b>
3	3.50	10.50	1,435.47	15,072.44	292.80	<b>1,507.73</b>
2	3.50	7.00	1,435.47	10,048.29	195.20	<b>1,702.92</b>
1	3.50	3.50	1,435.47	5,024.15	97.60	<b>1,800.52</b>
$\Sigma=$			<b>8,002.322</b>	<b>92,686. 51</b>		

Los resultados para el último modelo de edificio, el de 15 niveles con  $Q=4$  y  $Q=2$  con base en los dos criterios descritos, se reparten en la tabla 3.7 y en las figuras 3.32 a 3.41:

**Tabla 3.7 Secciones de los elementos estructurales para el edificio de 15 niveles**

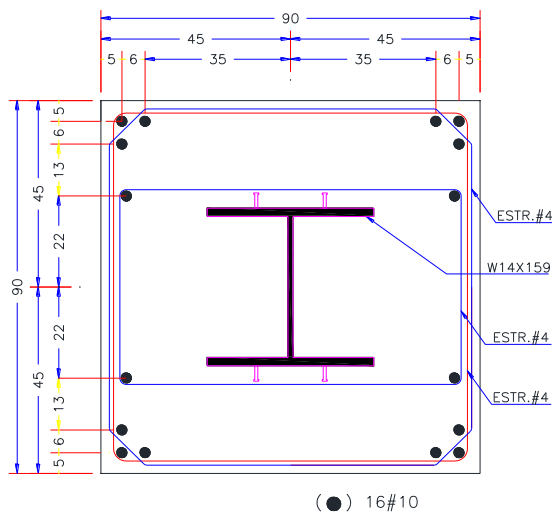
15 NIVELES				
ELEMENTO ESTRUCTURAL	COLUMNAS	VIGAS PRINCIPALES	VIGAS SECUNDARIAS	T PERIODO
<b>Q=4</b>	90 x 90	W 24 X 55	W 18 X 35	<b>EUROCÓDIGO</b>
	Concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$			1.7742 seg.
	Perfil W 14 x 159			<b>SECC.TRANS</b>
	Barras de 16 $\phi$ # 1 1/4"			1.4819 seg.
<b>Q=2</b>	100 X 100	W 24 X 55	W 18 X 35	<b>EUROCÓDIGO</b>
	Concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$			1.7742 seg.
	Perfil W 14 x 159			<b>SECC.TRANS</b>
	Barras de 16 $\phi$ # 1 1/2"			1.4819 seg.

Mencionando los factores que rigieron el diseño de las columnas y vigas en los modelos de quince niveles, son los siguientes:

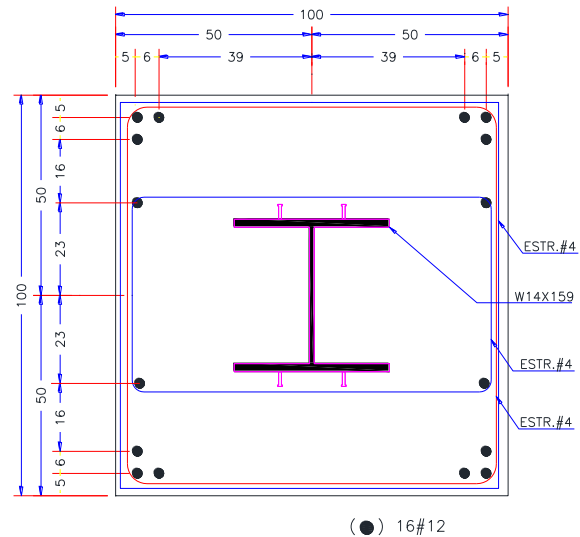
- La revisión de las distorsiones de entrepiso de acuerdo al límite establecido de 0.012, conforme a las NTC DS (2004). Para estos modelos se supuso que los elementos no estructurales están separados de la estructura.
- La evaluación de la resistencia de las columnas, para algunas columnas se obtuvieron valores cercanos a uno en la ecuación de interacción.
- La revisión de desplazamientos según los estados límite de servicio, en las vigas. Con base a las NTC sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (2004). Considerando miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales y también efectos a largo plazo.
- La revisión de la autosoportabilidad del edificio sin revestimiento del concreto, durante el proceso de obra.

Con base a lo anterior, se obtuvieron las siguientes secciones para columnas, en los modelos Q4 y Q2:



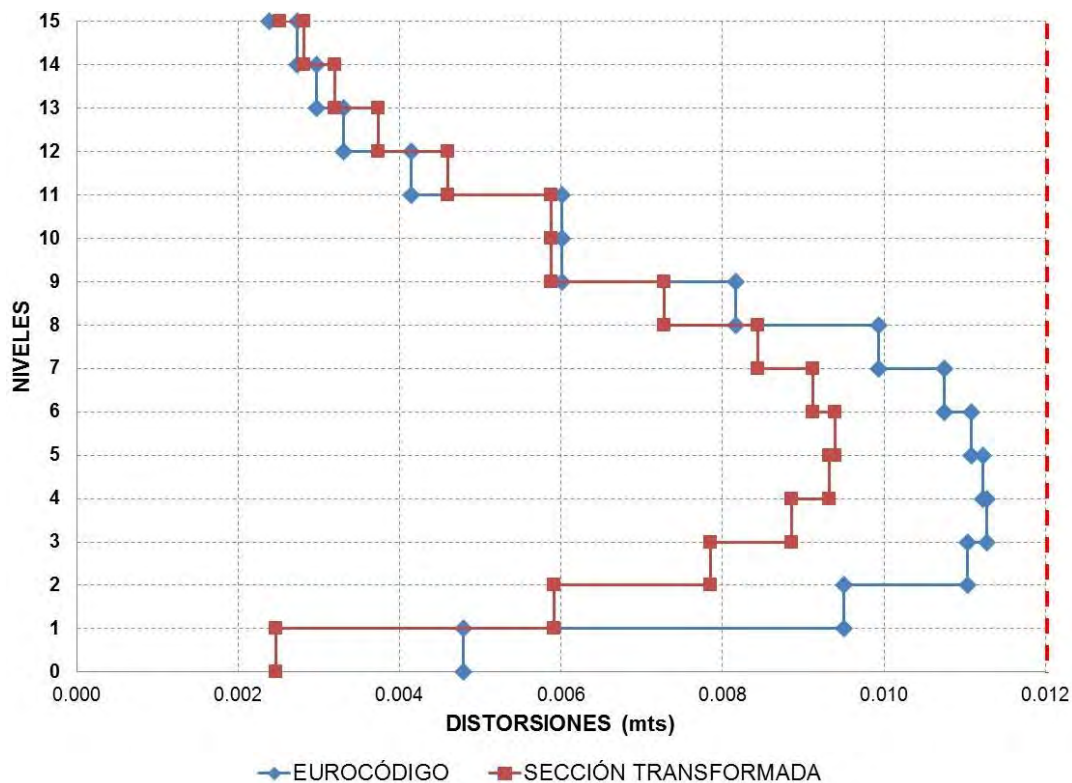


**Figura 3.32.** Columna tipo para el modelo M15Q4



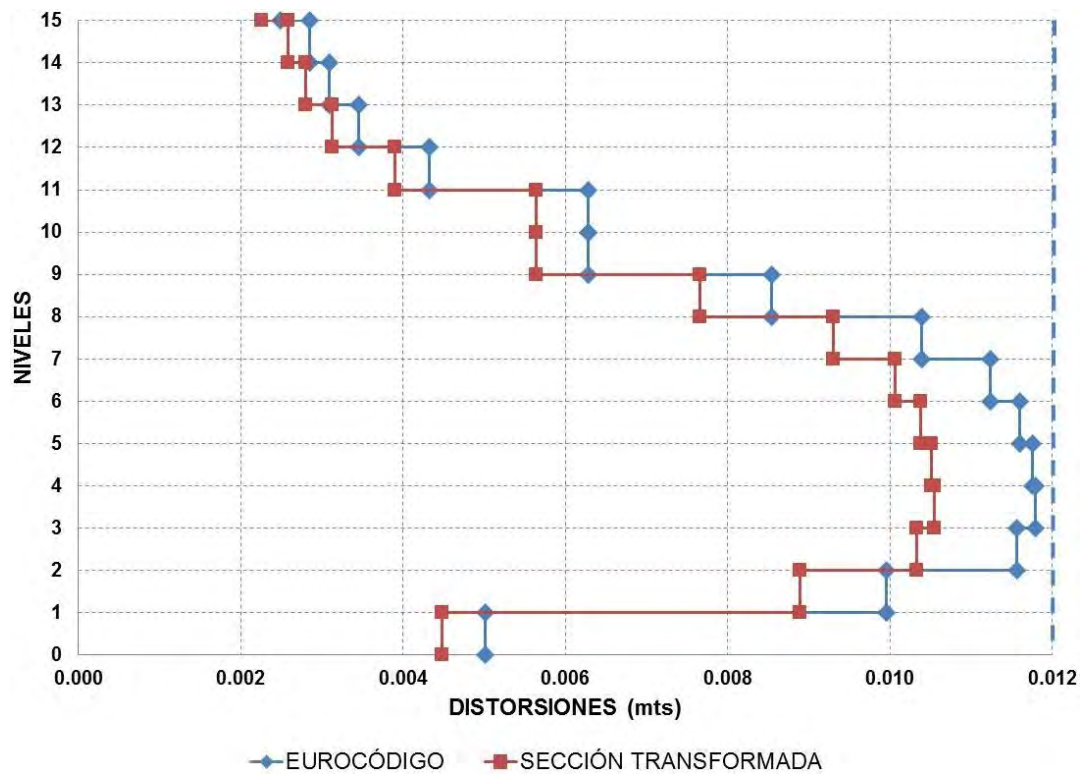
**Figura 3.33.** Columna tipo para el modelo M15Q2

En las siguientes figuras se presentan los resultados para el modelo de 15 niveles, el detalle de estos se describió con el modelo de tres niveles, es por ello que sólo se hace mención y se muestran las gráficas:

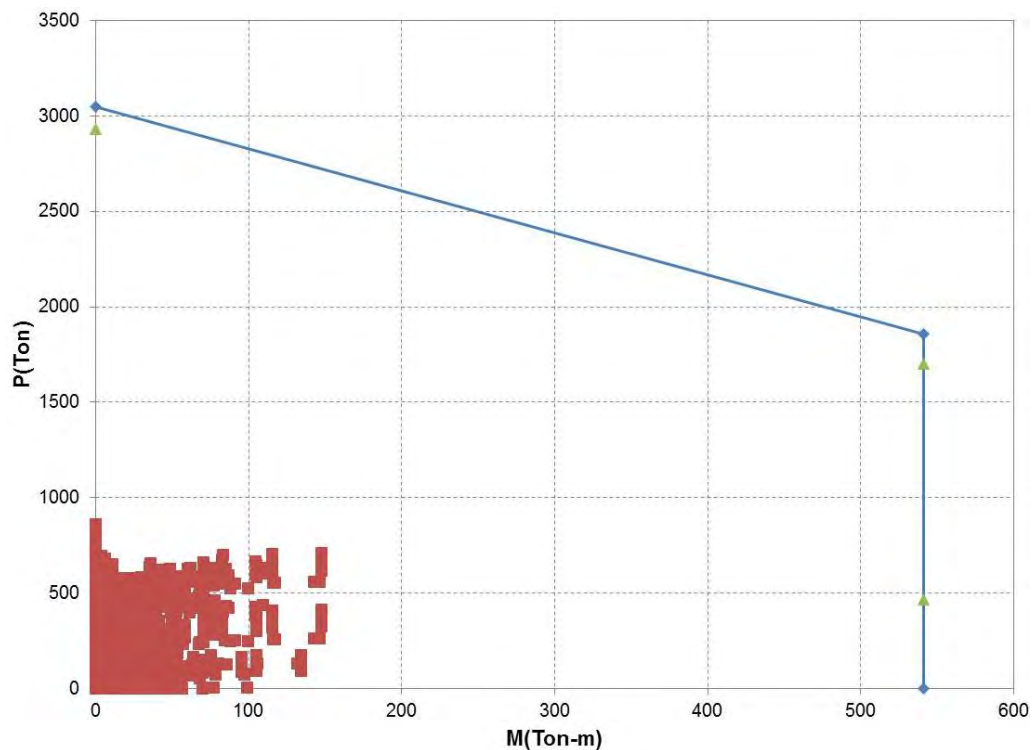


**Figura 3.34.** Comparativa de las distorsiones de entrepiso del modelo de 15 niveles con  $Q=4$ , mostrando como límite según el cuerpo principal de las NTC-DS (2004).

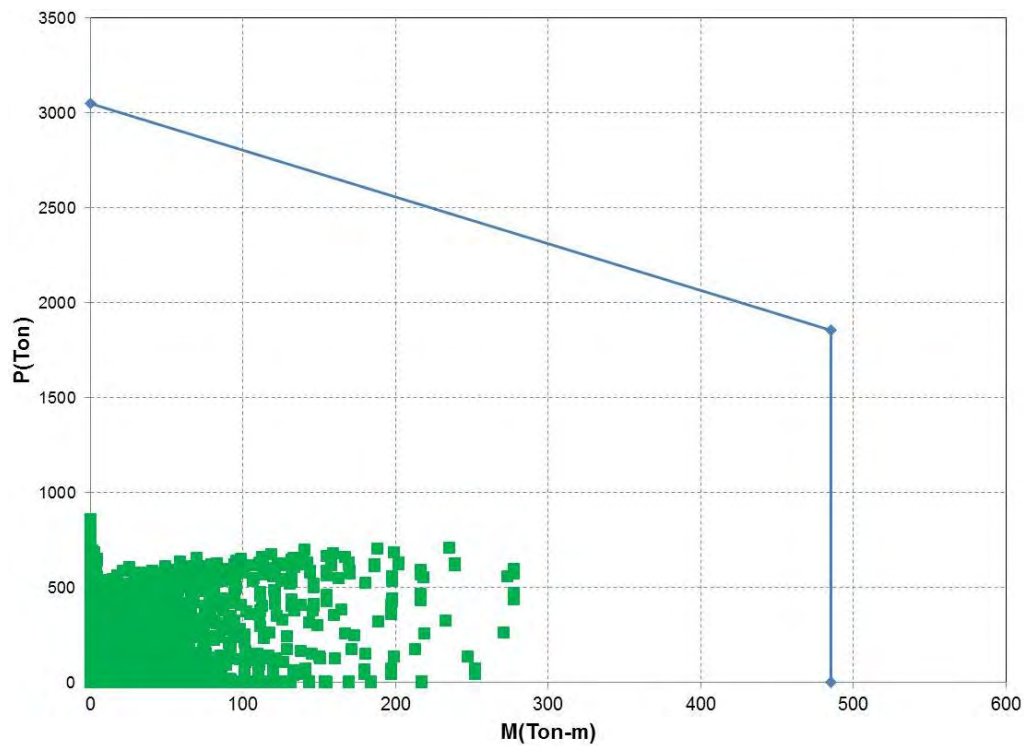




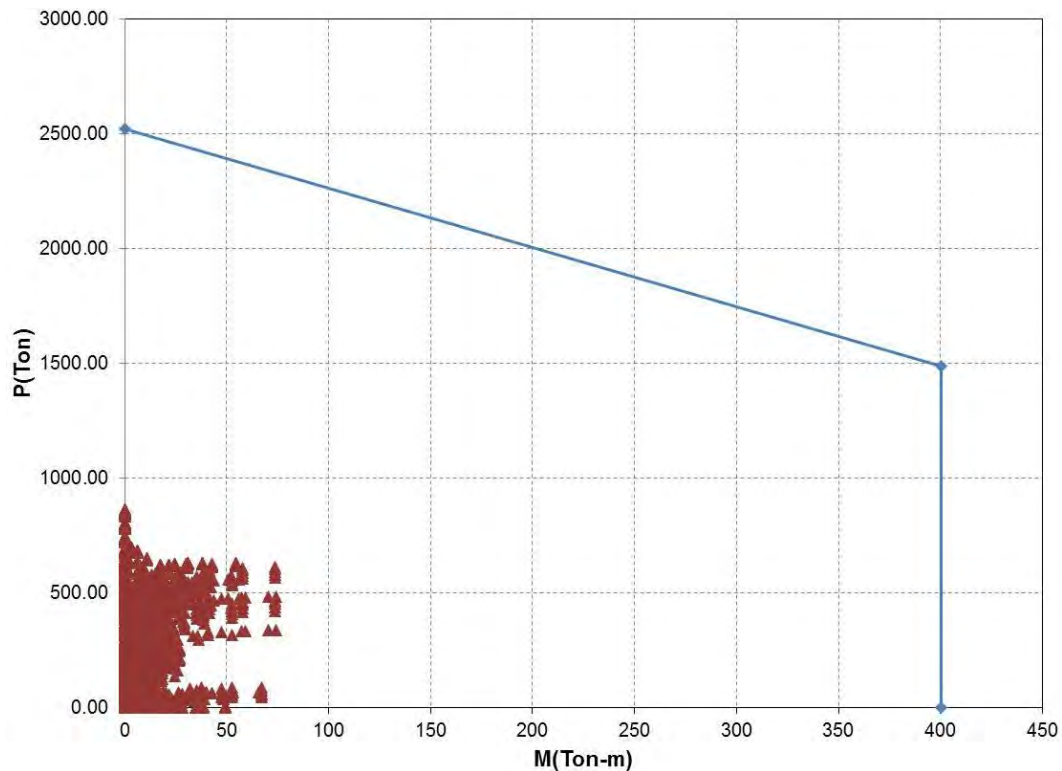
**Figura 3.35.** Comparativa de las distorsiones de entrepiso del modelo de 15 niveles con  $Q=2$ , mostrando como límite según el cuerpo principal de las NTC-DS (2004).



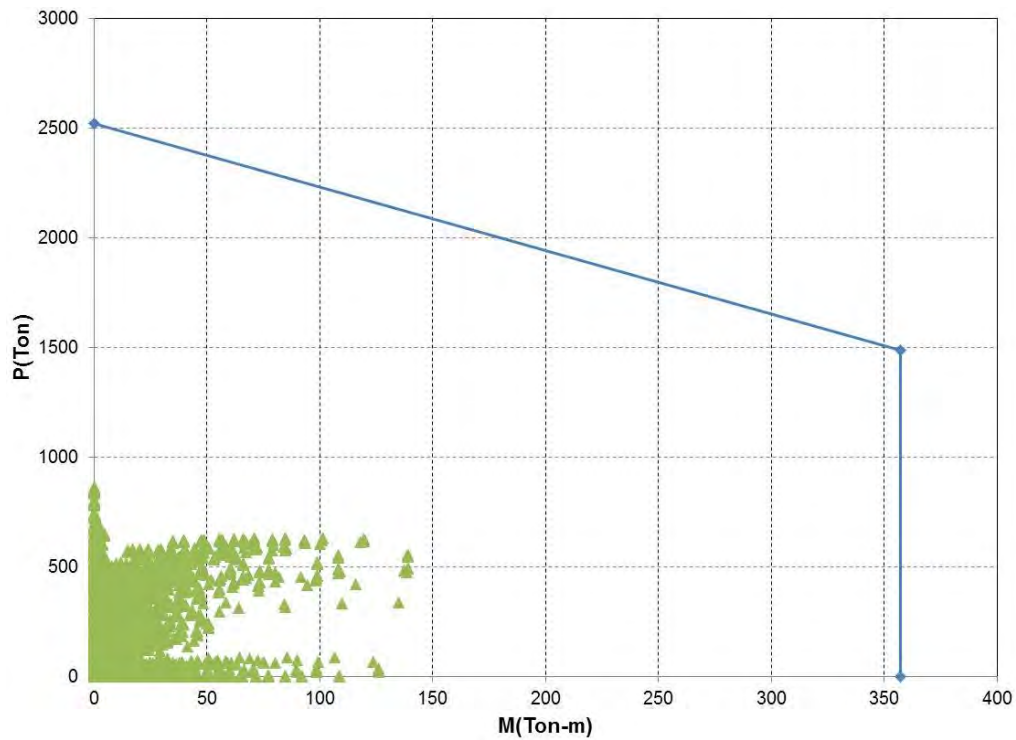
**Figura 3.36.** Diagrama de interacción  $P$ - $M$  para diseño a flexión alrededor del eje de mayor inercia para el edificio de 15 niveles con  $Q=2$ .



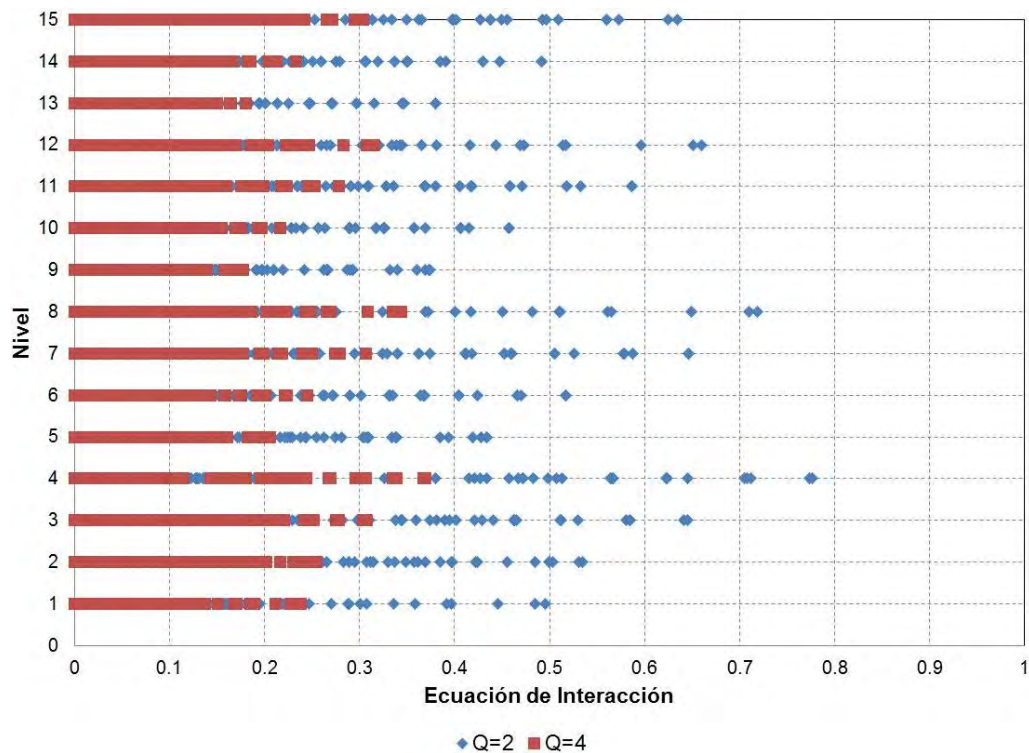
**Figura 3.37.** Diagrama de interacción  $P$ - $M$  para diseño a flexión alrededor del eje de menor inercia para el edificio de 15 niveles con  $Q=2$ .



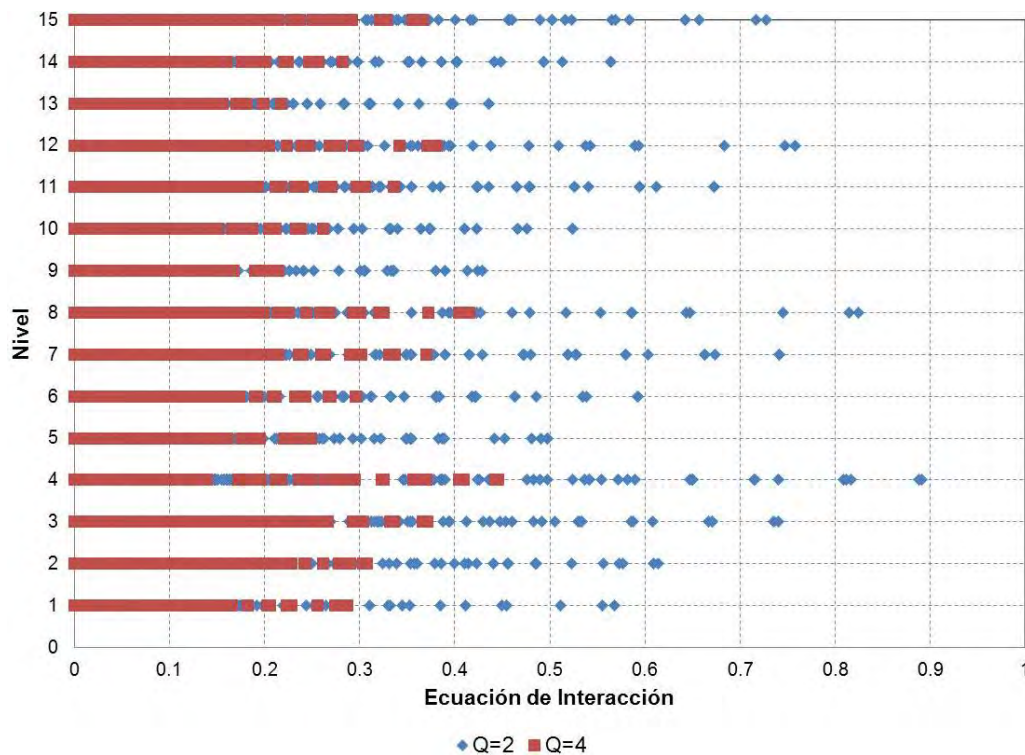
**Figura 3.38.** Diagrama de interacción  $P$ - $M$  para diseño a flexión alrededor del eje de mayor inercia para el edificio de 15 niveles con  $Q=4$ .



**Figura 3.39.** Diagrama de interacción  $P$ - $M$  para diseño a flexión alrededor del eje de menor inercia para el edificio de 15 niveles con  $Q=4$ .



**Figura 3.40.** Gráfica de demanda – capacidad para las columnas SRC del edificio de 15 Niveles para  $Q=4$  y  $Q=2$ , para el eje fuerte.



**Figura 3.41.** Cocientes demanda–capacidad con carga axial y flexión alrededor del eje de menor resistencias para el edificio de 15 niveles diseñado con  $Q=4$  y  $Q=2$ , para el eje débil.

Se puede observar que las distorsiones, en los niveles dos al siete (figura 3.34 y 3.35), se encuentran muy cercanas al límite de 0.012 según las NTC DS (2004). Al igual, en las figuras 3.40 y 3.41, se observa que algunos elementos estructurales están cercanos a 1, al evaluar la ecuación de interacción. Por lo que se aprecia un adecuado diseño.

Tanto en los diagramas de interacción como en las gráficas de demanda capacidad (figuras 3.36 a 3.41), se puede observar que para los modelos de quince niveles las demandas últimas satisfacen adecuadamente las ecuaciones interacción (AISC 2010); en cuanto a resistencia, se ve que todas las columnas cumplen, ya que están dentro del diagrama.

Se puede apreciar que este sistema constructivo presenta una resistencia alta en cuanto a flexión axial correspondiente a cada eje, apreciado en los puntos que conforman el diagrama de interacción.

Cabe mencionar que lo que nos controló el análisis y diseño de la estructura fueron las distorsiones de entrepiso y la resistencia de los elementos estructurales.

En las tablas 3.8 y 3.9 se evalúan las fuerzas sísmicas para el edificio de 15 niveles con  $Q=4$  y  $Q=2$  empleando la ecuación 3.19, para el caso del coeficiente sísmico  $c$ , se consideró la ecuación 3.2 y para el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , la ecuación 3.5, descrita en el subcapítulo 3.1.2 de la Tesis.

**Tabla 3.8. Fuerzas sísmicas obtenidas con las NTC-DS (2004) para el edificio de 15 niveles con  $Q=4$**

NIVEL	Altura m	$H_i$ m	$W_i$ ton	$W_i \cdot H_i$ ton- m	F ton	V ton
15	3.50	52.50	827.16	43,426.05	179.12	<b>179.12</b>
14	3.50	49.00	1,453.46	71,219.77	293.75	<b>472.87</b>
13	3.50	45.50	1,453.46	66,132.65	272.77	<b>745.64</b>
12	3.50	42.00	1,453.46	61,045.52	251.79	<b>997.43</b>
11	3.50	38.50	1,453.46	55,958.39	230.81	<b>1,228.23</b>
10	3.50	35.00	1,453.46	50,871.27	209.82	<b>1,438.06</b>
9	3.50	31.50	1,453.46	45,784.14	188.84	<b>1,626.90</b>
8	3.50	28.00	1,453.46	40,697.01	167.86	<b>1,794.76</b>
7	3.50	24.50	1,453.46	35,609.89	146.88	<b>1,941.63</b>
6	3.50	21.00	1,453.46	30,522.76	125.89	<b>2,067.53</b>
5	3.50	17.50	1,453.46	25,435.63	104.91	<b>2,172.44</b>
4	3.50	14.00	1,453.46	20,348.51	83.93	<b>2,256.37</b>
3	3.50	10.50	1,453.46	15,261.38	62.95	<b>2,319.32</b>
2	3.50	7.00	1,453.46	10,174.25	41.96	<b>2,361.28</b>
1	3.50	3.50	1,453.46	5,087.13	20.98	<b>2,382.26</b>
$\Sigma=$			<b>21,175.669</b>	<b>577,574.341</b>		

**Tabla 3.9. Fuerzas sísmicas con NTC-DS (2004) para el edificio de 15 niveles con  $Q=2$**

NIVEL	Altura m	$H_i$ m	$W_i$ ton	$W_i \cdot H_i$ ton- m	F ton	V ton
15	3.50	52.50	827.16	43,426.05	58.97	<b>358.97</b>
14	3.50	49.00	1,541.35	75,526.03	624.32	<b>983.29</b>
13	3.50	45.50	1,541.35	70,131.32	579.72	<b>1,563.01</b>
12	3.50	42.00	1,541.35	64,736.60	535.13	<b>2,098.14</b>
11	3.50	38.50	1,541.35	59,341.88	490.54	<b>2,588.68</b>
10	3.50	35.00	1,541.35	53,947.17	445.94	<b>3,034.62</b>
9	3.50	31.50	1,541.35	48,552.45	401.35	<b>3,435.97</b>
8	3.50	28.00	1,541.35	43,157.73	356.75	<b>3,792.72</b>
7	3.50	24.50	1,541.35	37,763.02	312.16	<b>4,104.88</b>
6	3.50	21.00	1,541.35	32,368.30	267.56	<b>4,372.44</b>
5	3.50	17.50	1,541.35	26,973.58	222.97	<b>4,595.42</b>
4	3.50	14.00	1,541.35	21,578.87	178.38	<b>4,773.79</b>
3	3.50	10.50	1,541.35	16,184.15	133.78	<b>4,907.57</b>
2	3.50	7.00	1,541.35	10,789.43	89.19	<b>4,996.76</b>
1	3.50	3.50	1,541.35	5,394.72	44.59	<b>5,041.36</b>
$\Sigma=$			<b>22,406.029</b>	<b>609,871.297</b>		



### **3.2.2. Revisión de los modelos con los parámetros del diseño sísmico según Apéndice A de las NTC -DS (2004)**

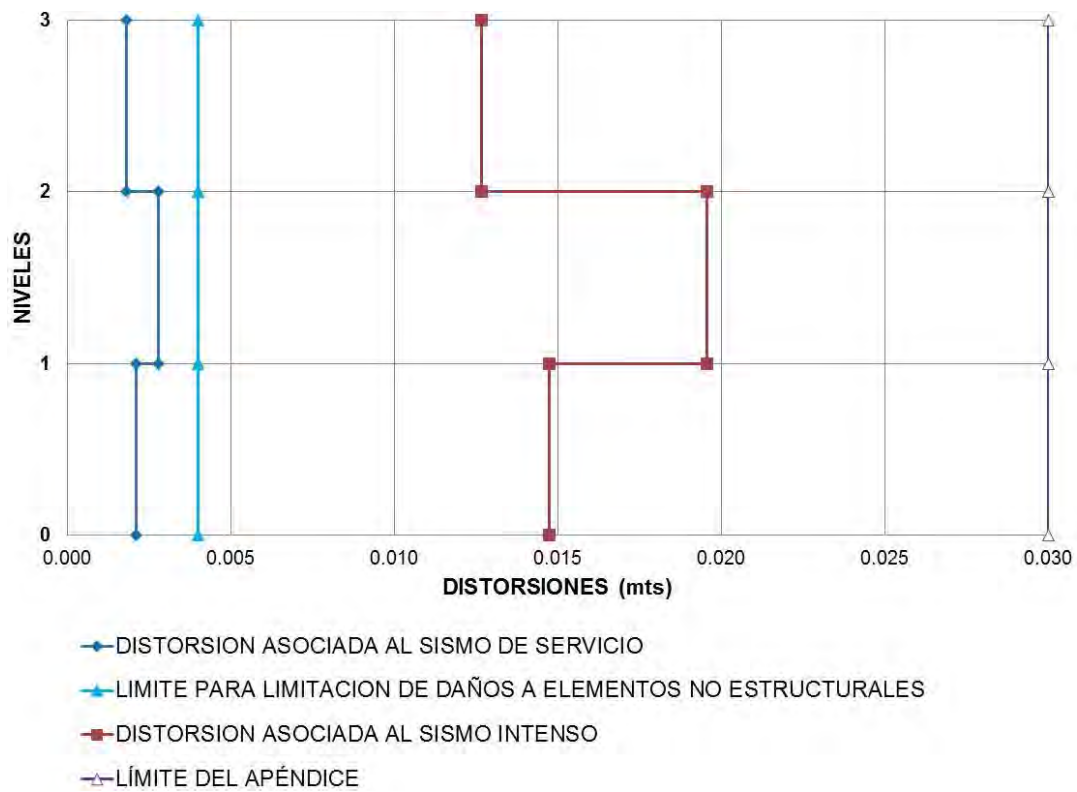
Con base a los modelos obtenidos de los análisis elásticos, se procedió a realizar la revisión de ellos, con los espectros del Apéndice A de las NTC DS (2004) descritos anteriormente. Utilizando el criterio de la rigidez efectiva según el Eurocódigo, ya que como se mencionó el criterio de la sección transformada subestima los desplazamientos. En los modelos  $Q=2$  se hizo la revisión por ambos criterios, ya que las distorsiones estaban muy cercanas a los límites con el criterio del Eurocódigo.

Es decir los modelos de tres, seis y quince niveles con  $Q=4$  y  $Q=2$ , se sometieron a los espectros de diseño sísmico que recomienda el subcapítulo A.3 del Apéndice A de las NTC DS (2004) y a partir de ello se realizó la revisión de desplazamientos laterales.

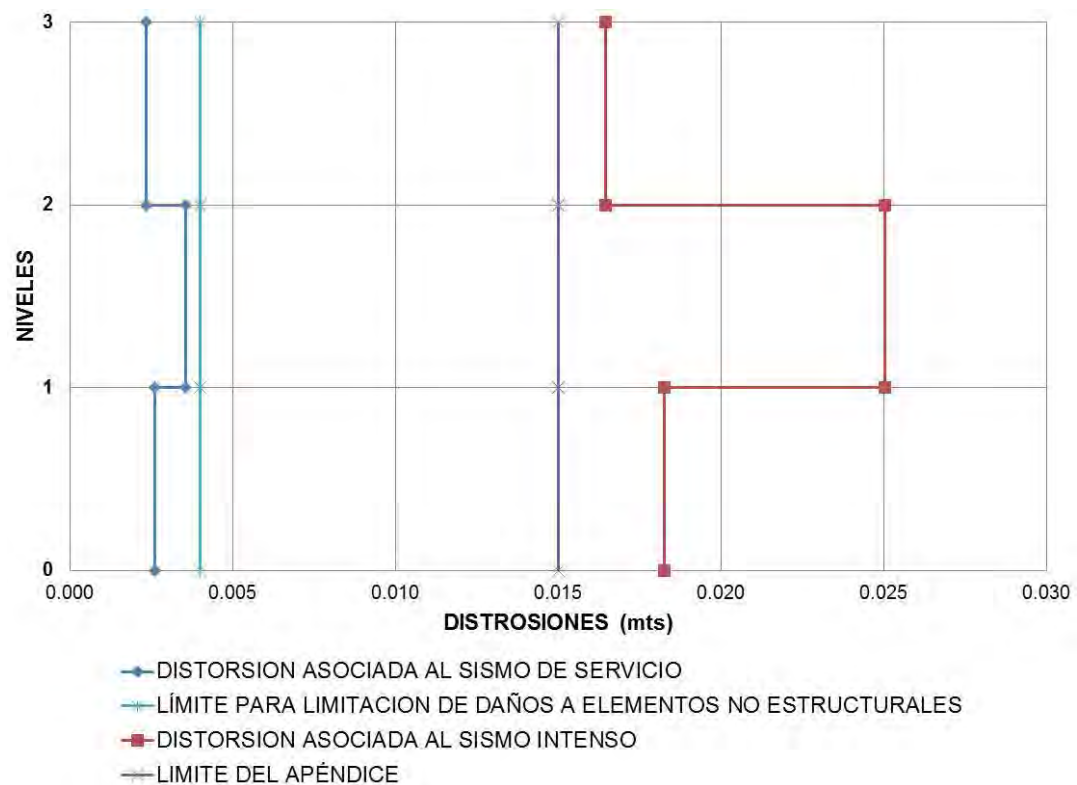
La rigidez lateral de la estructura, será suficiente si cumple con las dos condiciones, según el Apéndice A de las NTC DS (2004).

- a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, la distorsión de entrepiso obtenida por las fuerzas cortantes sísmicas, calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por los factores de sobrerresistencia y ductilidad, y multiplicadas por el factor  $(Q^*R)/7$ , no excederán de 0.004; ya que los elementos no estructurales están separados de la estructura.
- b) Para seguridad contra colapso, la distorsión de entrepiso obtenida por las fuerzas cortantes sísmicas, calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por los factores de sobrerresistencia y ductilidad, y multiplicadas por el factor  $(Q^*R)$ ; serán menor o igual a 0.030, para marcos dúctiles de concreto o acero y 0.015 para marcos de concreto o acero con ductilidad limitada. Recomendada por el Apéndice A de las NTC -DS (2004).

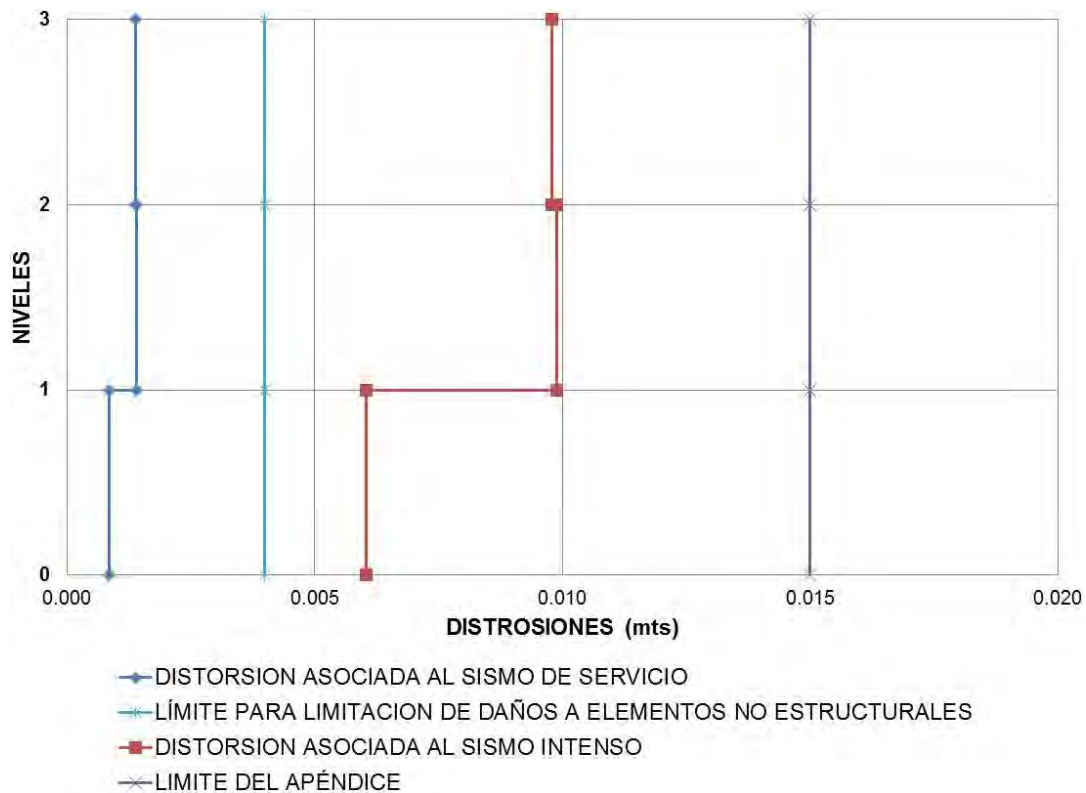
En las figuras 3.42 a 3.44 se presentan las distorsiones obtenidas con el espectro del Apéndice A de las NTC-DS (2004), la revisión de rigidez lateral de la estructura para las dos condiciones: la revisión para evitar el daño a elementos no estructurales y la de seguridad contra colapso según este cuerpo normativo para los modelos  $Q=4$  y  $Q=2$ .



**Figura 3.42.** Distorsiones de entrepiso del modelo de tres niveles con  $Q=4$ .



**Figura 3.43.** Distorsiones de entrepiso del modelo de 3 niveles con  $Q=2$ , empleando el criterio de la rigidez efectiva, según el Eurocódigo.



**Figura 3.44.** Distorsiones de entrepiso del modelo de 3 niveles con  $Q=2$ , empleando el criterio de la rigidez efectiva, según la sección transformada.

Lo que podemos observar es que para el modelo de tres niveles  $Q4$ , las distorsiones asociadas al sismo de servicio y al sismo intenso están por debajo de los límites que establece el Apéndice A de las NTC DS (2004).

En el modelo de tres niveles  $Q2$ , empleando el criterio del Eurocódigo, las distorsiones asociadas al sismo de servicio están cercanas al límite establecido por el Apéndice A y la distorsión asociada al sismo intenso sobrepasa el límite del Apéndice A. Es decir la estructura para que este dentro del límite con este criterio requiere ser más rígida (menos flexible).

Al emplear el criterio de la sección transformada el modelo de tres niveles  $Q=2$ , se observó que las distorsiones asociadas al sismo de servicio y al sismo intenso están por debajo de los límites que establece el Apéndice A de las NTC DS (2004); es decir la estructura es más rígida con este criterio.

Cabe aclarar que el diseño de todos los modelos se hizo con base a las NTC-DS (2004) y se hizo únicamente la revisión, de acuerdo a lo estipulado en el Apéndice A de las NTC-DS (2004).

Al igual que para la sección 3.1.2 de la tesis, se obtuvieron las tablas de las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles correspondientes para los modelos, según la zona de estudio III b, el peso de los entrepisos y el periodo de la estructura, obtenido de los modelos en los cuales se tomó como base la rigidez efectiva a flexión  $(EI)_{eff,II}$  que menciona el Eurocódigo 4 para columnas compuestas, ya que fue el más recomendado.



Esta se evaluó suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en los entresijos, donde se concentran las masas  $m_i$ , según el capítulo 8 de las NTC-DS (2004). Las fuerzas actuantes donde se suponen concentradas las masas, se tomarán igual al peso de la masa correspondiente  $w_i$ , multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura  $h_i$  sobre nivel de desplante. El cociente se tomará de acuerdo a la siguiente relación:  $V_o / W_o = c / Q$ , estos factores se determinan según los descrito en el Apéndice A.3 de las NTC-DS (2004) o bien en este trabajo de tesis en el Subcapítulo 3.2.2 A partir de este factor de proporcionalidad, despejamos la fuerza cortante sísmica de la ecuación 3.19:

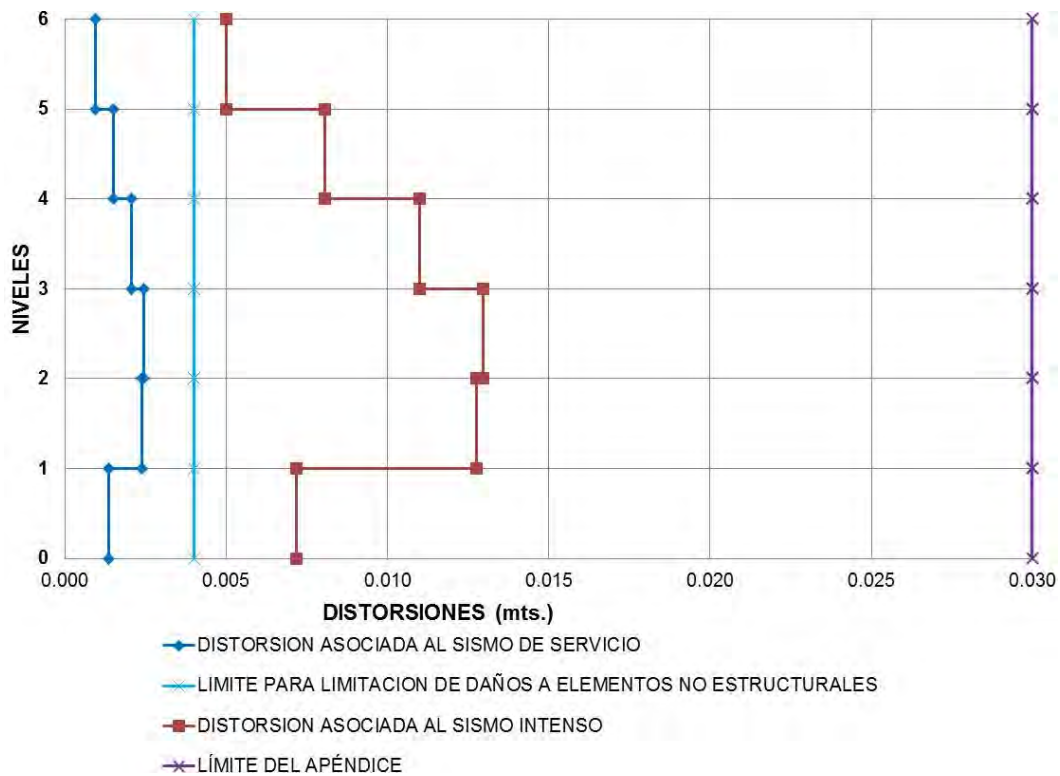
**Tabla 3.10. Fuerzas sísmicas según el Apéndice A de las NTC-DS (2004) para el edificio de tres niveles  $Q=4$**

NIVEL	Altura m	$H_i$ m	$W_i$ ton	$W_i \cdot H_i$ ton- m	F ton	V ton
3	3.50	10.50	803.70	8,438.85	152.16	<b>152.16</b>
2	3.50	7.00	1,212.06	8,484.42	152.98	<b>305.15</b>
1	3.50	3.50	1,212.06	4,242.21	76.49	<b>381.64</b>
$\Sigma=$			<b>3,227.820</b>	<b>21,165.480</b>		

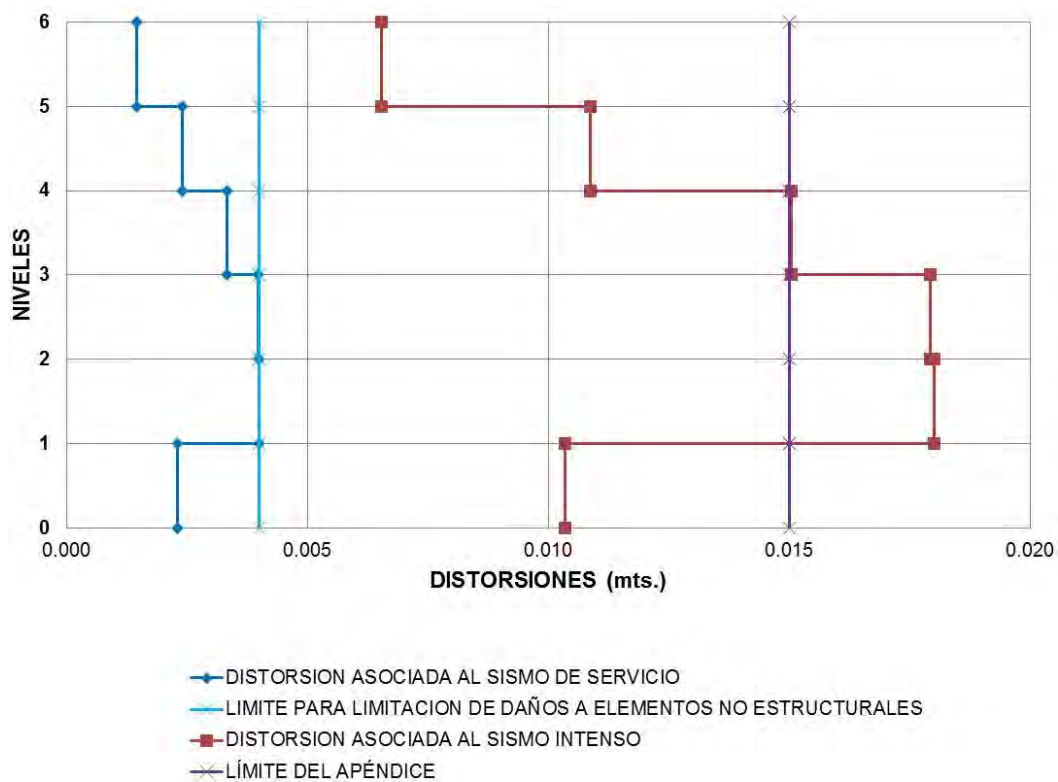
**Tabla 3.11. Fuerzas sísmicas según el Apéndice A de las NTC-DS (2004) para el edificio de tres niveles  $Q=2$**

NIVEL	Altura m	$H_i$ m	$W_i$ ton	$W_i \cdot H_i$ ton- m	F ton	V ton
3	3.5	10.50	803.70	8,48.85	32 .55	<b>328.55</b>
2	3.50	7.00	1,212.06	8,484.42	330.33	<b>658.88</b>
1	3.50	3.50	1,212.06	4,242.21	165.16	<b>824.05</b>
$\Sigma=$			<b>3,227.820</b>	<b>21,165.480</b>		

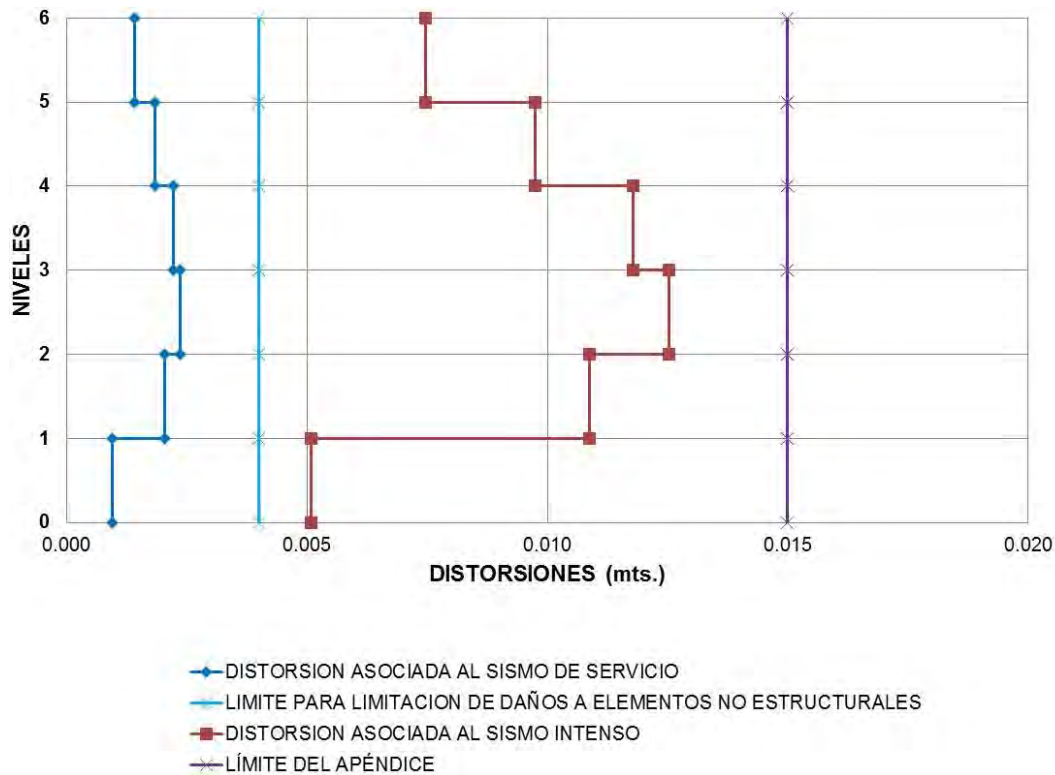
En las figuras 3.45 a la 3.47, se muestran las distorsiones para el edificio de seis niveles con  $Q=4$  y  $Q=2$ .



**Figura 3.45.** Distorsiones de entrepiso del modelo de seis niveles con  $Q=4$ .



**Figura 3.46.** Distorsiones de entrepiso del modelo de seis niveles con  $Q=2$ , empleando el criterio de la rigidez efectiva, según el Eurocódigo.



**Figura 3.47.** Distorsiones de entrepiso del modelo de seis niveles con  $Q=2$ , empleando el criterio de la rigidez efectiva, según la sección transformada.

Para el modelo de seis niveles  $Q4$ , las distorsiones asociadas al sismo de servicio y al sismo intenso están por debajo de los límites que establece el Apéndice A de las NTC DS (2004).

En el modelo de seis niveles  $Q2$ , empleando el criterio del Eurocódigo, las distorsiones asociadas al sismo de servicio están cercanas al límite establecido por el Apéndice A y la distorsión asociada al sismo intenso sobrepasa el límite del Apéndice A, solo en los niveles dos y tres. Es decir la estructura para que este dentro del límite con este criterio requiere ser más rígida (menos flexible).

Al emplear el criterio de la sección transformada para el modelo de seis niveles  $Q=2$ , se observó que las distorsiones asociadas al sismo de servicio y al sismo intenso están por debajo de los límites que establece el Apéndice A de las NTC DS (2004); es decir la estructura es más rígida con este criterio.

En las tablas siguientes 3.12 y 3.13 se muestran la evaluación de la fuerzas sísmicas para el edificio de seis niveles con  $Q=4$  y  $Q=2$ , empleando la *ecuación 3.19* y el Apéndice A de las NTC-DS (2004), utilizando la *ecuación 3.9* para el coeficiente sísmico  $c$ , para el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , la *ecuación 3.13* y el factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , de la *ecuación 3.16*, descrita en el subcapítulo 3.1.3 de la tesis.

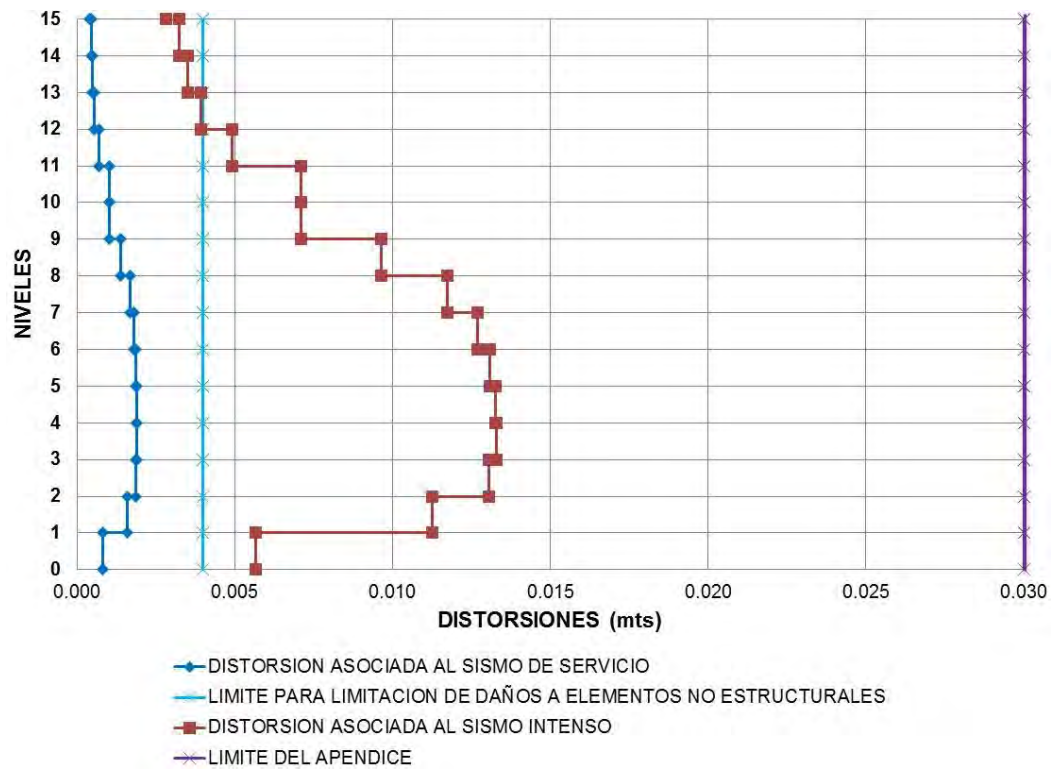
**Tabla 3.12. Fuerzas sísmicas según el Apéndice A de las NTC-DS (2004) para el edificio de seis niveles  $Q=4$**

NIVEL	Altura m	$H_i$ m	$W_i$ ton	$W_i \cdot H_i$ ton- m	F ton	V ton
6	3.50	21.00	827.16	17,370.42	167.93	<b>167.93</b>
5	3.50	17.50	1396.35	24,436.13	236.24	<b>404.17</b>
4	3.50	14.00	1396.35	19,548.90	188.99	<b>593.16</b>
3	3.50	10.50	1396.35	14,661.68	141.74	<b>734.90</b>
2	3.50	7.00	1396.35	9,774.45	94.50	<b>829.40</b>
1	3.50	3.50	1396.35	4,887.23	47.25	<b>876.65</b>
$\Sigma=$			<b>7,808.914</b>	<b>90,678.808</b>		

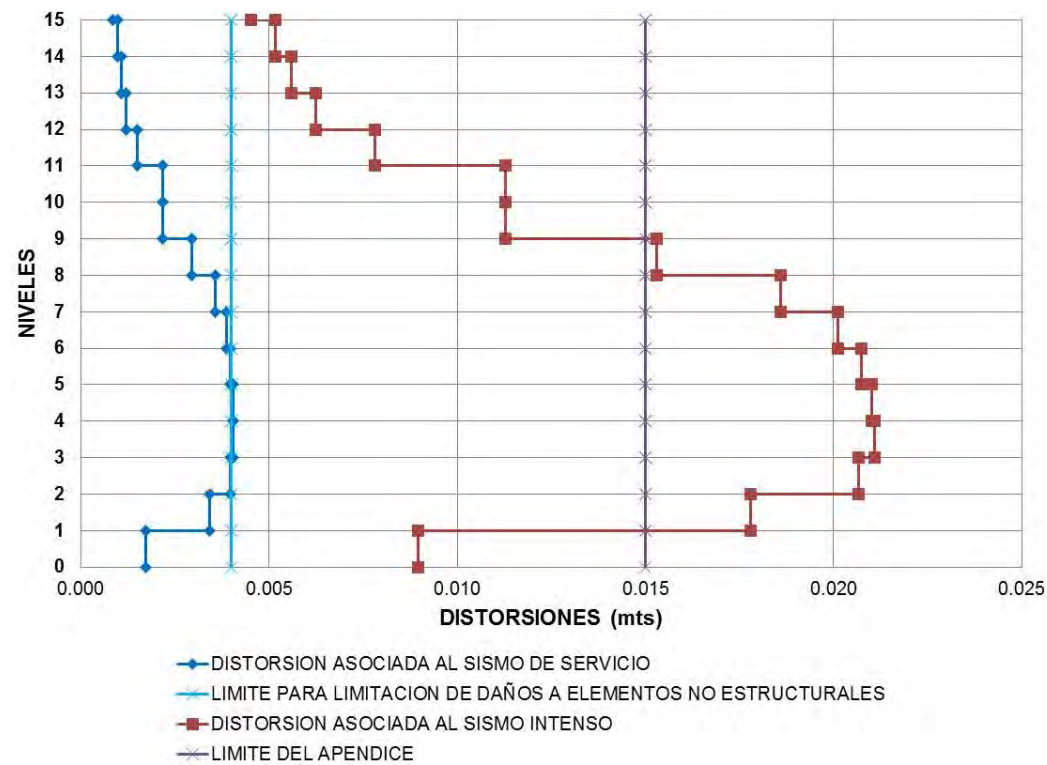
**Tabla 3.13. Fuerzas Sísmicas según el Apéndice A de las NTC-DS (2004) para el edificio de seis niveles  $Q=2$**

NIVEL	Altura m	$H_i$ m	$W_i$ ton	$W_i \cdot H_i$ ton- m	F ton	V ton
6	3.50	21.00	824.97	17,324.34	339.66	<b>339.66</b>
5	3.50	17.50	1435.47	25,120.74	492.51	<b>832.17</b>
4	3.50	14.00	1435.47	20,096.59	394.01	<b>1,226.17</b>
3	3.50	10.50	1435.47	15,072.44	295.51	<b>1,521.68</b>
2	3.50	7.00	1435.47	10,048.29	197.00	<b>1,718.68</b>
1	3.50	3.50	1435.47	5,024.15	98.50	<b>1,817.18</b>
$\Sigma=$			<b>8,002.322</b>	<b>92,686.551</b>		

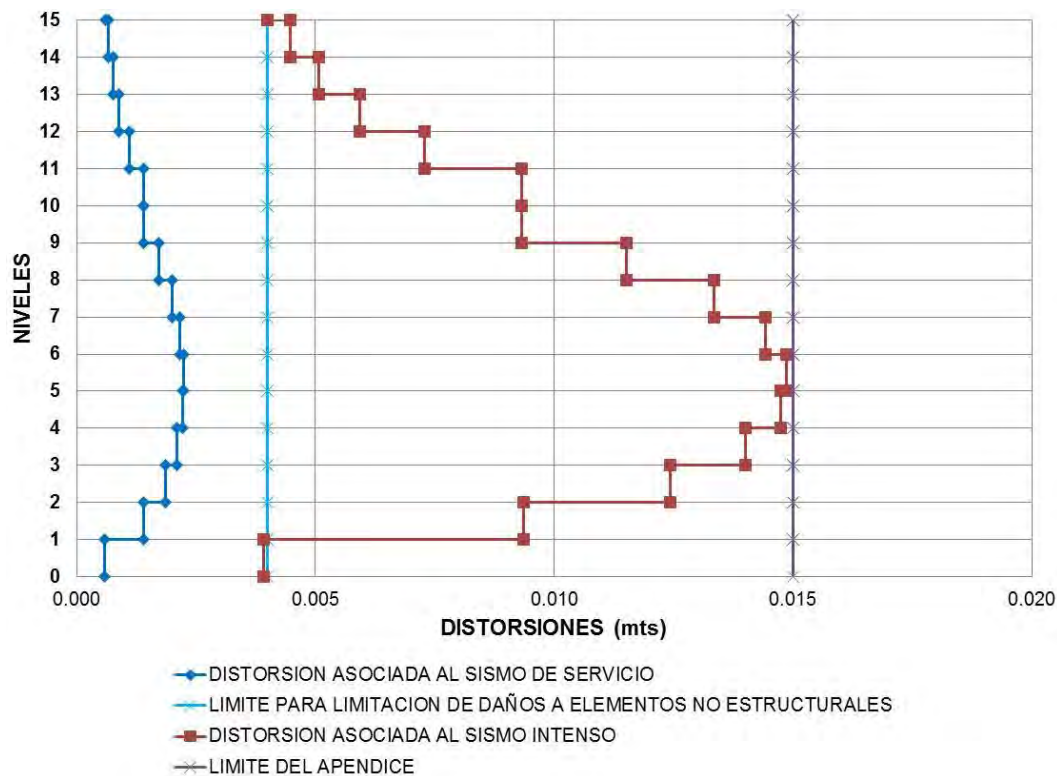
Las figuras 3.48 a 3.50 presentan las distorsiones obtenidas con el espectro del Apéndice A de las NTC-DS (2004), así como las asociadas para los estados límite de servicio y límite de seguridad; para el modelo de 15 niveles con  $Q=4$  y  $Q=2$ .



**Figura 3.48.** Distorsiones de entrepiso del modelo de 15 niveles con  $Q=4$ .



**Figura 3.49.** Distorsiones de entrepiso del modelo de 15 niveles con  $Q=2$ , empleando el criterio de la rigidez efectiva, según el Eurocódigo.



**Figura 3.50.** Distorsiones de entrepiso del modelo de 15 niveles con  $Q=2$ , empleando el criterio de la rigidez efectiva, según la sección transformada.

Lo que se observa es que para el modelo de quince niveles  $Q4$ , las distorsiones asociadas al sismo de servicio y al sismo intenso están por debajo de los límites que establece el Apéndice A de las NTC DS (2004).

En el modelo de quince niveles  $Q2$ , empleando el criterio el Eurocódigo, las distorsiones asociadas al sismo de servicio están cercanas al límite establecido por el Apéndice A y la distorsión asociada al sismo intenso sobrepasa el límite del Apéndice A. Es decir la estructura para que este dentro del límite con este criterio requiere ser más rígida (menos flexible).

Al emplear el criterio de la sección transformada el modelo de quince niveles  $Q=2$ , se observó que las distorsiones asociadas al sismo de servicio y al sismo intenso están por debajo de los límites que establece el Apéndice A de las NTC DS (2004); es decir la estructura es más rígida con este criterio.

En las tablas 3.14 y 3.15 se muestra la evaluación de la fuerzas sísmicas para el edificio de 15 niveles con  $Q=4$  y  $Q=2$ , empleando la ecuación 3.19 y el Apéndice A de las NTC-DS (2004), utilizando la ecuación 3.9 para el coeficiente sísmico  $c$ , para el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , la ecuación 3.14 y el factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , de la ecuación 3.17, descrita en el subcapítulo 3.1.3 de la tesis.

**Tabla 3.14. Fuerzas sísmicas según el Apéndice A de las NTC-DS (2004) para el edificio de 15 Niveles Q=4**

NIVEL	Altura m	H <sub>i</sub> m	W <sub>i</sub> ton	W <sub>i</sub> *H <sub>i</sub> ton- m	F ton	V ton
15	3.50	52.50	827.16	43,426.05	157.35	<b>157.35</b>
14	3.50	49.00	1,453.46	71,219.77	258.06	<b>415.42</b>
13	3.50	45.50	1,453.46	66,132.65	239.63	<b>655.05</b>
12	3.50	42.00	1,453.46	61,045.52	221.20	<b>876.24</b>
11	3.50	38.50	1,453.46	55,958.39	202.76	<b>1,079.01</b>
10	3.50	35.00	1,453.46	50,871.27	184.33	<b>1,263.34</b>
9	3.50	31.50	1,453.46	45,784.14	165.90	<b>1,429.24</b>
8	3.50	28.00	1,453.46	40,697.01	147.46	<b>1,576.70</b>
7	3.50	24.50	1,453.46	35,609.89	129.03	<b>1,705.73</b>
6	3.50	21.00	1,453.46	30,522.76	110.60	<b>1,816.33</b>
5	3.50	17.50	1,453.46	25,435.63	92.17	<b>1,908.50</b>
4	3.50	14.00	1,453.46	20,348.51	73.73	<b>1,982.23</b>
3	3.50	10.50	1,453.46	15,261.38	55.30	<b>2,037.53</b>
2	3.50	7.00	1,453.46	10,174.25	36.87	<b>2,074.39</b>
1	3.50	3.50	1,453.46	5,087.13	18.43	<b>2,092.83</b>
			Σ=	<b>21,175.669</b>	<b>577,574.341</b>	

**Tabla 3.15. Fuerzas sísmicas según el Apéndice A de las NTC-DS (2004) para el edificio de 15 Niveles Q=2**

NIVEL	Altura m	H <sub>i</sub> m	W <sub>i</sub> ton	W <sub>i</sub> *H <sub>i</sub> ton- m	F ton	V ton
15	3.50	52.50	827.16	43,426.05	355.82	<b>355.82</b>
14	3.50	49.00	1,541.35	75,526.03	618.83	<b>974.65</b>
13	3.50	45.50	1,541.35	70,131.32	574.63	<b>1,549.28</b>
12	3.50	42.00	1,541.35	64,736.60	530.43	<b>2,079.70</b>
11	3.50	38.50	1,541.35	59,341.88	486.22	<b>2,565.93</b>
10	3.50	35.00	1,541.35	53,947.17	442.02	<b>3,007.95</b>
9	3.50	31.50	1,541.35	48,552.45	397.82	<b>3,405.77</b>
8	3.50	28.00	1,541.35	43,157.73	353.62	<b>3,759.39</b>
7	3.50	24.50	1,541.35	37,763.02	309.42	<b>4,068.81</b>
6	3.50	21.00	1,541.35	32,368.30	265.21	<b>4,334.02</b>
5	3.50	17.50	1,541.35	26,973.58	221.01	<b>4,555.03</b>
4	3.50	14.00	1,541.35	21,578.87	176.81	<b>4,731.84</b>
3	3.50	10.50	1,541.35	16,184.15	132.61	<b>4,864.45</b>
2	3.50	7.00	1,541.35	10,789.43	88.40	<b>4,952.85</b>
1	3.50	3.50	1,541.35	5,394.72	44.20	<b>4,997.05</b>
			Σ=	<b>22,406.029</b>	<b>609,871.297</b>	



### 3.2.3. Revisión de los cocientes de resistencia en la conexión viga - columna

Para garantizar un adecuado mecanismo de colapso: columna fuerte – viga débil, se hizo la verificación de cocientes de resistencia en la conexión viga - columna, buscando que la viga alcance antes el momento plástico que la columna, basándose en la metodología de diseño por capacidad; descrito en la sección 2.3.3 de este trabajo de investigación.



**Figura 3.51.** Conexión de trabe – columna compuesta SRC. Cortesía del Ing. Chávez.

La tabla 3.16 muestra los valores obtenidos de los cocientes de resistencia a flexión en la unión viga – columna, de todos los modelos de estudio, de acuerdo al AISC 341 (2010), descrito en la sección 2.3.3 de este trabajo de investigación.

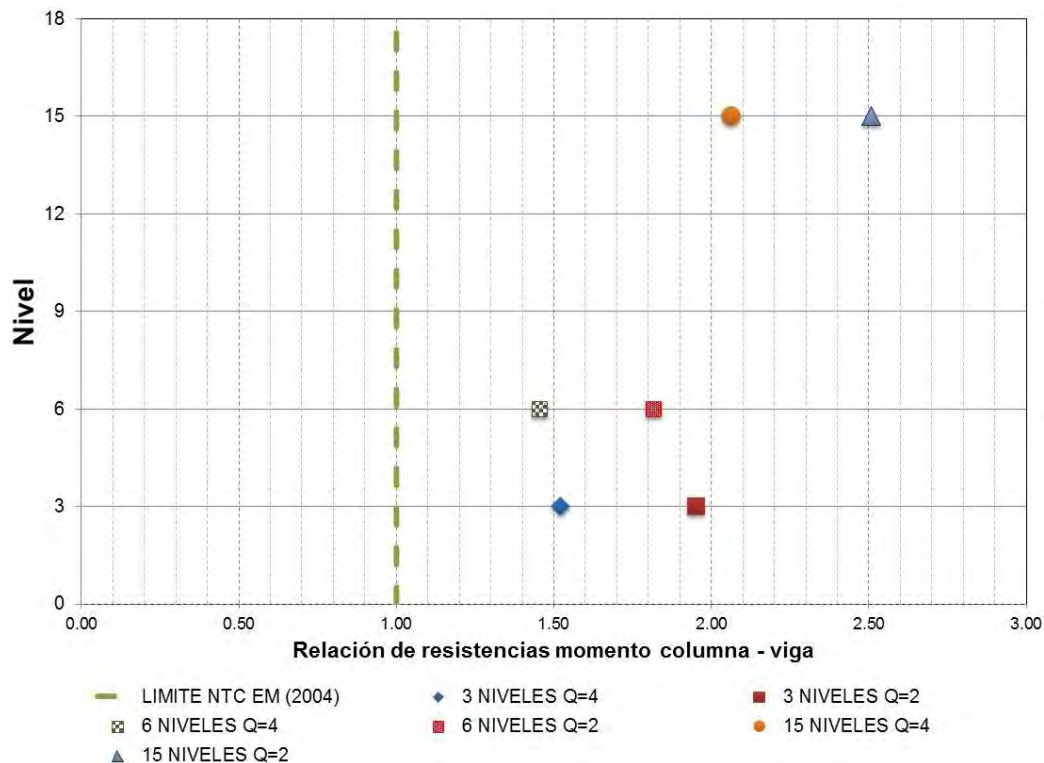
**Tabla 3.16. Cocientes de resistencia a flexión columnas a vigas para los modelos de 3, 6 y 15**

Modelo	$\Sigma(M_{pc}^*)$ ton - m	$\Sigma(1.1 \cdot R_y \cdot Z_x \cdot F_y)$ ton - m	$\Sigma(M_v)$ ton - m	$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pv}^*$
<b>M3Q4</b>	147.41	92.70	3.91	<b>1.53</b>
<b>M3Q2</b>	188.54	92.71	3.91	<b>1.95</b>
<b>M6Q4</b>	254.76	169.75	7.04	<b>1.45</b>
<b>M6Q2</b>	320.39	169.76	7.04	<b>1.81</b>
<b>M15Q4</b>	445.10	205.49	10.47	<b>2.06</b>
<b>M15Q2</b>	541.40	205.49	10.47	<b>2.51</b>

La figura 3.52 muestra los valores obtenidos de los cocientes, comparándolos con el valor que estipula la sección G3 del AISC 341 (2010).

Cabe mencionar que la verificación de cocientes de resistencia en la conexión viga – columna únicamente es obligatoria para marcos dúctiles ( $Q=4$ ), en marcos de ductilidad limitada ( $Q=2$ ) no se requiere. Sin embargo en este trabajo de investigación se evaluó este cociente en todos los marcos (incluso los de  $Q=2$ ) a fin de ver su correlación con los análisis inelásticos.





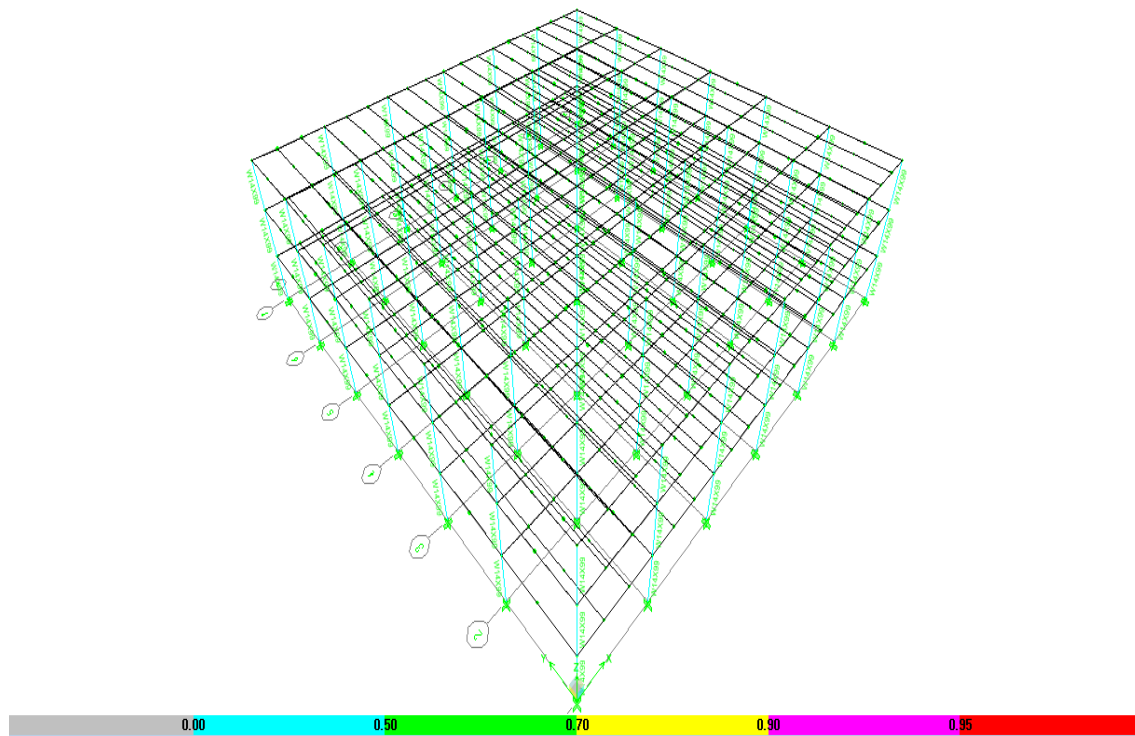
**Figura 3.52.** Evaluación de los cocientes de resistencia a flexión: columnas - vigas para los modelos de 3, 6 y 15 niveles, comparándolos con el valor que estipula la sección G3 del AISC 341 (2010).

### 3.2.4. Revisión de los modelos como estructuras autoportantes durante el proceso de obra

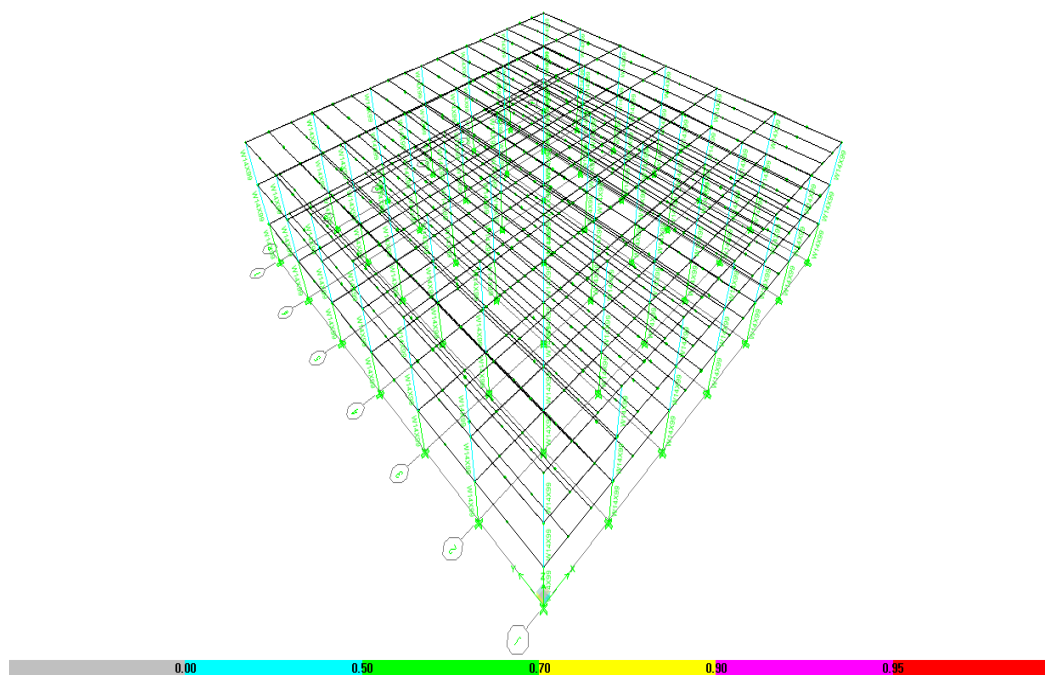
Como hemos mencionado, este sistema constructivo consta de columnas de perfiles metálicos revestidos de concreto reforzado y de vigas de acero, debido a esta peculiar característica el ingeniero estructurista, al realizar su diseño, tiene que garantizar que la estructura sin revestimiento de concreto armado y al ser sometida a distintas combinaciones de carga durante el proceso de obra, sea capaz de ser autoportable. En la mayoría de los casos, el ingeniero propone que no se debe realizar el montaje de la estructura metálica mayor a dos o tres niveles de las losas y columnas que ya han sido coladas, ya que la estructura no es autoportable; requiriendo previo a esto un análisis de la estructura.

Para esta tesis se realizaron los análisis de los modelos con columnas de perfiles metálicos únicamente (no compuestas) y vigas de acero, a fin de verificar su autoportabilidad. El detalle del análisis se muestra en el **Apéndice F**.

A fin de ilustrar los resultados de los modelos de 3 niveles Q4 y Q2 se muestran las siguientes figuras: 3.53, 3.54; las cuales arroja el programa **ETABS V 9.5** al solicitarle la verificación de la estructura en acero, tomando en cuenta la combinación de carga (C.M. + C.V.<sub>transitoria</sub> + sismo) \*1.1. y considerando los efectos  $P-\Delta$ .



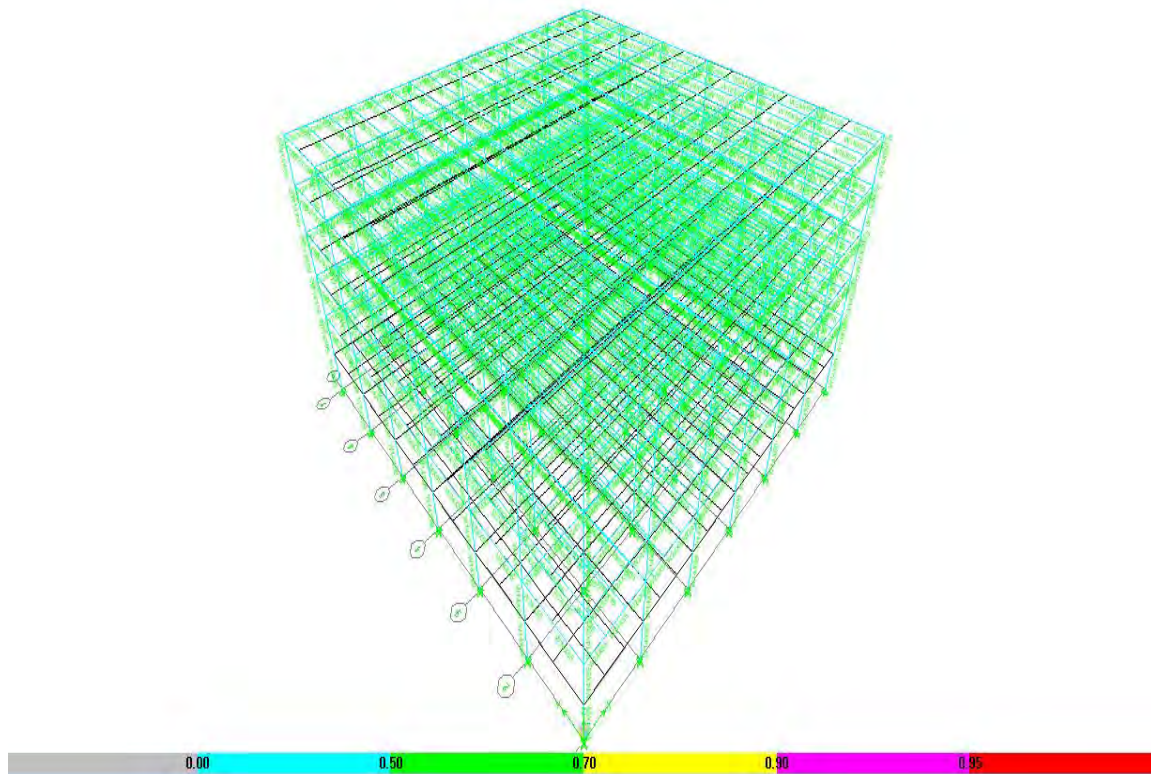
**Figura 3.53.** Revisión del modelo de tres niveles con  $Q=4$  con columnas únicamente de perfiles metálicos, obtenido mediante el programa ETABS V 9.5.



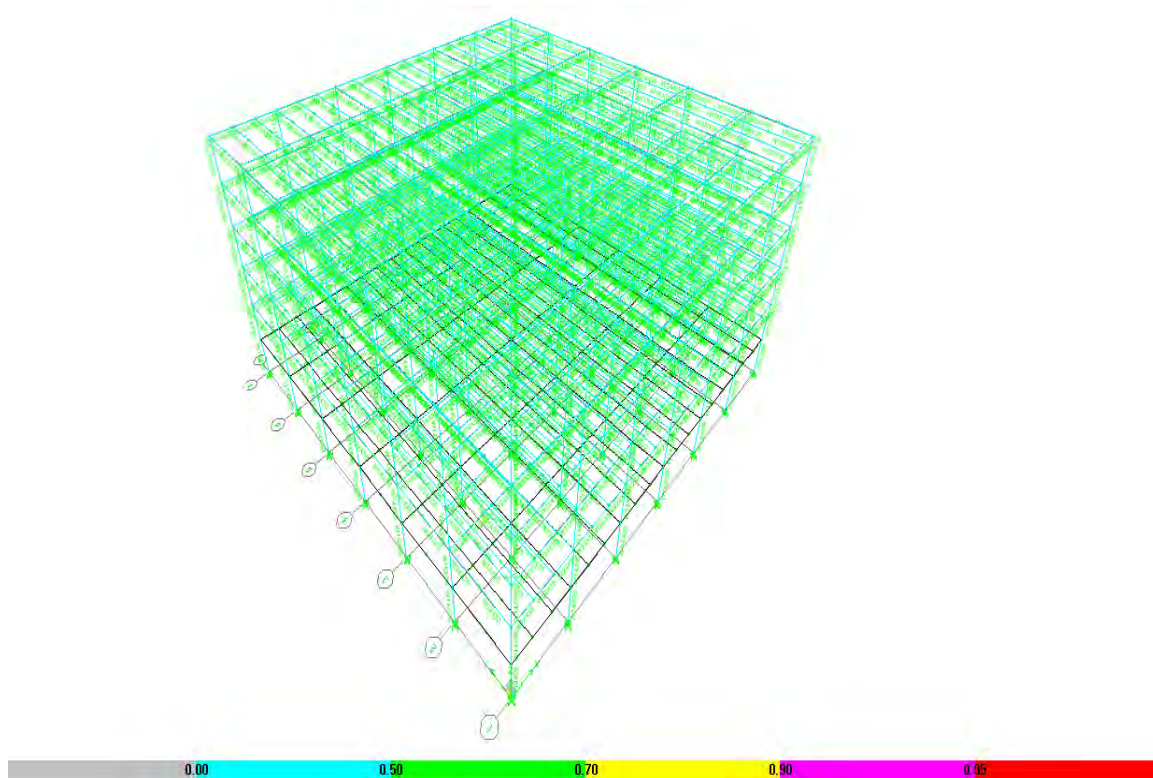
**Figura 3.54.** Revisión del modelo de 3 niveles con  $Q=2$  con columnas únicamente de perfiles metálicos, obtenido mediante el programa ETABS V 9.5.

Se observa que todos los elementos estructurales (figuras 3.53 y 3.54) al ser sometidos a la combinación de carga en donde se incluyen las cargas vivas transitorias producidas durante el proceso de obra (según la sección 6.1.3. de las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones), el peso propio y el espectro de sismo; se muestran en color azul, a excepción de algunas columnas del primer nivel en color verde. Estos colores representan el intervalo de operación inmediata dentro de la escala multicolor, la cual se basa en el diseño por desempeño de las estructuras propuesto en el ATC (1997), en donde señala que en este intervalo hay daños mínimos en la estructura.

A continuación se muestran los resultados obtenidos del análisis y diseño de los modelos de seis niveles, con secciones de perfiles metálicos en las columnas es decir no elementos compuestos.



**Figura 3.55.** Revisión del modelo de seis niveles con  $Q=4$  con columnas únicamente de perfiles metálicos, obtenido mediante el programa ETABS V 9.5.



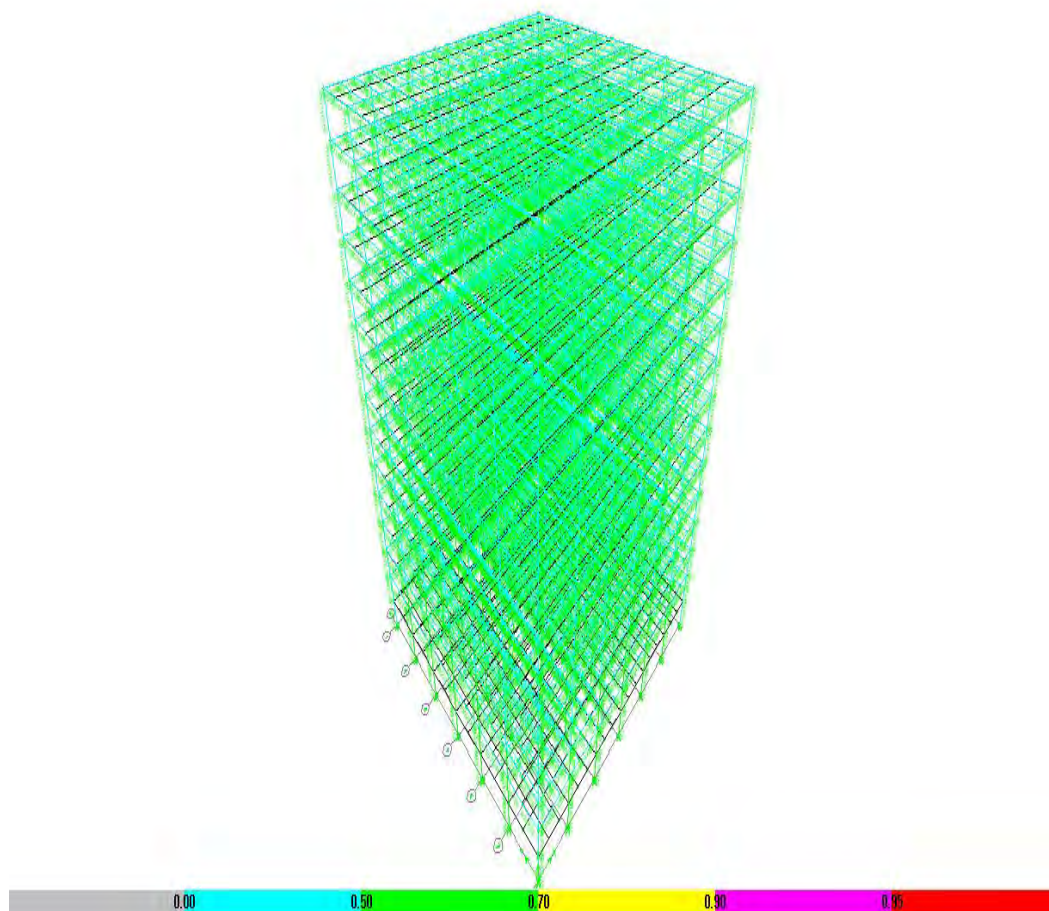
**Figura 3.56.** Revisión del modelo de seis niveles con  $Q=2$  con columnas únicamente de perfiles metálicos, obtenido mediante el programa ETABS V 9.5.

En las figuras 3.55 y 3.56 se observa que todos los elementos estructurales de los modelos de seis niveles, al ser sometidos a la combinación de carga: (C.M. + C.V. *transitoria*), se muestran en color azul, a excepción de algunas columnas del primer nivel en color verde. Estos colores representan el intervalo de operación inmediata dentro de la escala multicolor, la cual se basa en el diseño por desempeño de las estructuras propuesto en el ATC 1997, en donde señala que en este intervalo hay daños mínimos en la estructura.

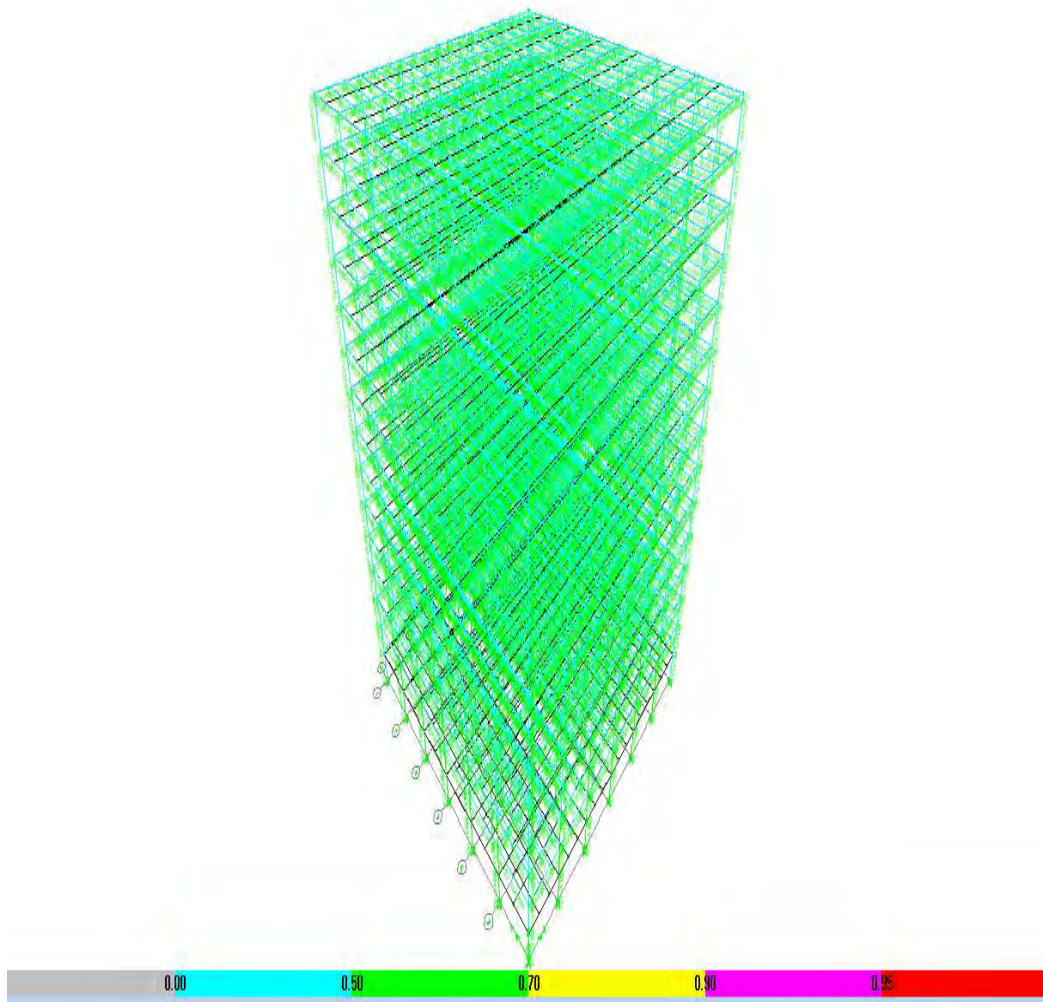
Cabe aclarar que para estos modelos no se incluyó el sismo en la combinación de carga, debido a que al incluirlo y revisar el modelo, todas las columnas del primer y segundo nivel se encontraron en el intervalo seguridad de vida, representado con el color rojo. Es por ello que se recomienda que no se debe realizar el montaje de la estructura metálica mayor a dos o tres niveles de las losas y columnas que ya han sido coladas, ya que la estructura no es autosoportable para mayor número de niveles.

Las figuras 3.57 y 3.58 muestran la revisión del modelo de 15 niveles con columnas y vigas únicamente de acero.





**Figura 3.57.** Revisión del Modelo de 15 niveles con  $Q=4$  con columnas únicamente de perfiles metálicos, obtenido mediante el programa ETABS V 9.5.



**Figura 3.58.** Revisión del Modelo de 15 niveles con  $Q=2$  con columnas únicamente de perfiles metálicos, obtenido mediante el programa ETABS V 9.5.

Lo que podemos apreciar en estas figuras 3.57 y 3.58 es que todos los elementos estructurales de los modelos de quince niveles, al ser sometidos a la combinación de carga:  $C.M. + C.V_{transitoria}$ , se muestran en color verde. Este color representa el intervalo de operación inmediata dentro de la escala multicolor, la cual se basa en el diseño por desempeño de las estructuras propuesto en el ATC 1997, en donde señala que en este intervalo hay daños mínimos en la estructura.

Cabe aclarar que para estos modelos no se incluyó el sismo en la combinación de carga, debido a que al incluirlo y revisar el modelo, todas las columnas del primero al séptimo nivel se encontraron en el intervalo seguridad de vida, representado con el color rojo y las vigas en color amarillo, es decir en el intervalo de interrupción de operaciones. Se recomienda que no se debe realizar el montaje de la estructura metálica mayor a dos o tres niveles de las losas y columnas que ya han sido coladas, ya que la estructura no es autosoportable para mayor número de niveles.

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS INELÁSTICOS

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis inelásticos de segundo orden bajo carga estática incremental para los edificios propuestos de tres, seis y 15 niveles con columnas compuestas. Para realizar dichos análisis de push-over se utilizó el programa de análisis no-lineal de acceso libre *OpenSEES 2012*. Este programa permite incluir la no-linealidad del material a partir del análisis de fibras, en los cuales se discretiza la sección transversal en un arreglo de fibras en las que se asignan, en cada una, el modelo constitutivo que corresponda al comportamiento del material. A partir de los análisis inelásticos con carga monótonamente creciente, se determinarán, las curvas de capacidad, los mecanismos de colapso, y los factores de desempeño sísmico de los marcos propuestos con columnas compuestas ahogadas.

### 4.1. Fundamentos del análisis por fibras

En el capítulo anterior, se realizaron los análisis suponiendo que se conocen las rigideces de los elementos compuestos. La rigidez efectiva a flexión asignada a las columnas compuestas se determinó considerando los criterios de la sección transformada y del Eurocódigo 4.

En este capítulo, la rigidez de los elementos compuestos será determinada a partir de análisis de fibras en la sección transversal. En estos análisis, los extremos de un elemento barra están acoplados a una sección transversal, la cual se discretiza en un arreglo de fibras, cada una con propiedades diferentes definidas en términos de su curva esfuerzo-deformación; así, las propiedades de todas las fibras se integran para obtener la respuesta de la sección transversal, y en consecuencia, la respuesta del elemento barra y del sistema estructural. El análisis de fibras se basa en satisfacer global y localmente las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones (Perea y León 2010), es decir:

$$\left. \begin{aligned}
 P &= \sum \sigma_i(\varepsilon_i) a_i & EA &= \sum_{i=1}^N E_i a_i = \sum_{i=1}^N \frac{\sigma_i(\varepsilon_i)}{\varepsilon_i} a_i \\
 M_x &= \sum_{i=1}^N \sigma_i(\varepsilon_i) y_i a_i & M_y &= \sum_{i=1}^N \sigma_i(\varepsilon_i) x_i a_i \\
 EI_y &= \sum_{i=1}^N E_i x_i^2 a_i = \sum_{i=1}^N \frac{\sigma_i(\varepsilon_i)}{\varepsilon_i} x_i^2 a_i & EI_x &= \sum_{i=1}^N E_i y_i^2 a_i = \sum_{i=1}^N \frac{\sigma_i(\varepsilon_i)}{\varepsilon_i} y_i^2 a_i
 \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

dónde:

- $P$ : fuerza axial resultantes.
- $M$ : momentos resultantes.
- $EA$ : rigidez axial efectiva.
- $EI$ : rigidez a flexión efectiva.
- $\sigma$ : esfuerzo en la  $i$ -ésima fibra.
- $\varepsilon$ : deformación unitaria en la  $i$ -ésima fibra.
- $a$ : área en la  $i$ -ésima fibra
- $x,y$ : Distancia entre la  $i$ -ésima fibra y el eje neutro

Suponiendo que se cumple la Teoría de Bernoulli-Euler, se simplifica el problema considerando una distribución lineal entre los esfuerzos y las deformaciones unitarias, es decir, que la sección transversal definida por el arreglo de fibras permanecen planas antes y después de cada deformación. Con base en esta hipótesis, las resultantes de fuerzas y rigidez se obtienen mediante la integración directa en las fibras de cada sección.

Para la definición del número y del tamaño de las fibras, en este trabajo se consideró lo siguiente:

- La precisión del análisis mejora con una mayor cantidad de fibras para definir la sección transversal. El tiempo de cómputo también aumenta en este caso.
- La precisión y el tiempo de cómputo mejoran con un arreglo óptimo de fibras en función de la carga aplicada. Por ejemplo, elementos sujetos a carga axial concéntrica requiere un número moderado de fibras. Elementos sujetos a flexión uniaxial requiere una densidad alta de fibras paralelas al eje de flexión. Elementos en flexión biaxial requiere una malla densa de fibras en ambas direcciones (Perea y León 2010).

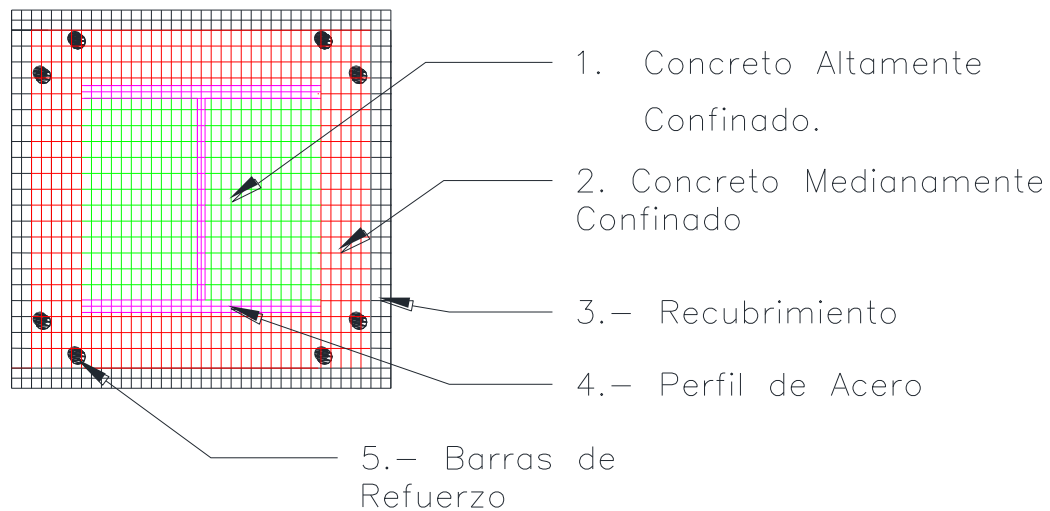
Algunas ventajas que motivaron la selección y el uso de análisis por fibras son:

- Se puede definir cualquier configuración geométrica para la sección transversal.
- Se obtiene la respuesta no lineal del sistema, independientemente de él o los materiales que lo integran.
- Es posible incluir algunos efectos de comportamiento en la relación esfuerzo – deformación unitaria. Por ejemplo, es posible incluir los esfuerzos residuales del acero debido a su proceso de fabricación. También, el concreto puede incluir los efectos del confinamiento.
- En elementos compuestos, no es necesario proporcionar los parámetros de módulo de elasticidad,  $E_{eff}$ , o el momento de inercia,  $I_{eff}$ . Estos parámetros están implícitos en la integración de las fibras.
- Una de las mayores ventajas que ofrece el análisis por fibras es la mejor precisión en la estimación del comportamiento y el menor tiempo de procesamiento de datos.

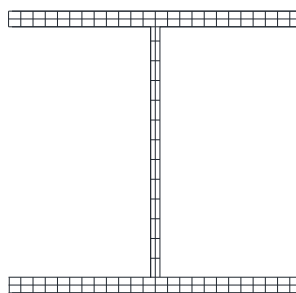
Las figuras 4.1 y 4.2 ilustran ejemplos típicos de la discretización en fibras de secciones transversales empleadas en este trabajo. Con base a las dimensiones de los elementos estructurales y al tipo de carga a los que fueron sometidos, flexión uniaxial, se requirió de



un número moderado de fibras, ya que con ello se logró la convergencia y la curva cortante – distorsión, que mostro la respuesta elástica y el adecuado incursionamiento en el intervalo inelástico. La figura 4.1 muestra la sección discreta en fibras para la columna compuesta empleada en el modelo de tres niveles Q4, la cual consiste en un perfil de acero W14x99 ahogada en una sección de concreto reforzados de 60x60 cm. La sección de concreto fue dividida en tres grupos de fibras en función del grado de confinamiento que se desarrolla, asignando una curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) correspondiente al concreto simple para el recubrimiento, una curva  $\sigma$ - $\epsilon$  considerando confinamiento moderado en el concreto reforzado por los estribos, y una curva  $\sigma$ - $\epsilon$  de alto confinamiento para el concreto reforzado confinado por el perfil de acero estructural y los estribos.



**Figura 4.1.** Discretización en fibras de la columna compuesta 0.6 x 0.6 m (empleado en el modelo M3Q4), cada una de ellas presenta propiedades diferentes de  $\sigma$ - $\epsilon$ .



**Figura 4.2.** Discretización en fibras de la viga W 18" x 35 Lb/ft, cada una de ellas presenta propiedades diferentes de  $\sigma$ - $\epsilon$ .

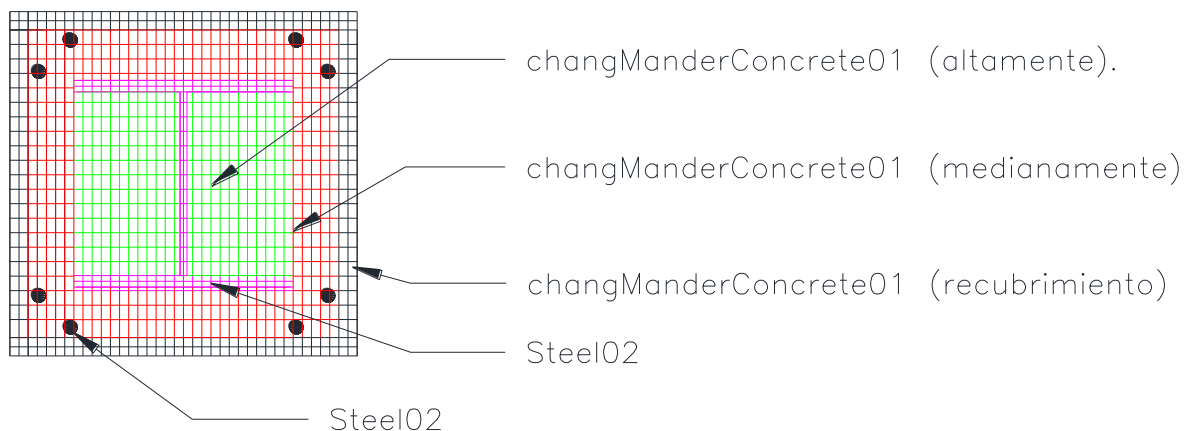
## 4.2. Modelado con OpenSess (2012)

Los análisis inelásticos se realizaron utilizando el programa de acceso libre **OpenSees 2012** (Open System for Earthquake Engineering Simulation), desarrollado por el Pacific Earthquake Engineering Research Center con financiamiento de la Fundación Nacional de Ciencia de los Estados Unidos. Una de las ventajas de este programa es su arquitectura de código abierto, el cual proporciona flexibilidad al usuario para incorporar nuevos elementos o materiales.

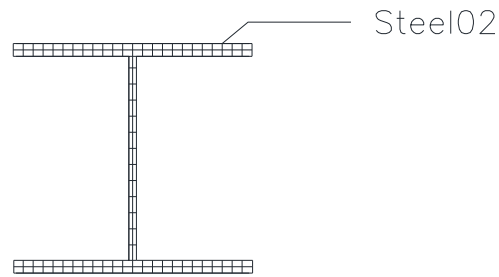
A fin de realizar el modelado y el análisis de los edificios se tuvieron que generar archivos o scripts en lenguaje de interpretación TCL, nombrado así por sus siglas en inglés "Tool Command Language"; ejecutándose con el programa OpenSees (2012). Los archivos de salida se procesaron en el programa Matlab R 2011 A, obteniéndose: diagramas momento rotación de los elementos estructurales, curvas de capacidad y mecanismos de colapso.

## 4.3. Modelos constitutivos de materiales

Los modelos constitutivos de esfuerzo – deformación unitaria de los materiales empleados en los análisis de fibras se ilustran en las figuras 4.3 y 4.4. El modelo propuesto por Chang y Mander en 1988, y ajustado por Denavit y Hajjar en 2011 fue empleado para el concreto, considerando diferentes niveles de confinamiento como se ilustra en la figura 4.3. Por su parte, el acero estructural y de refuerzo fue analizado con el modelo propuesto por Giuffré, Menegotto y Pinto en 1973.



**Figura 4.3.** Modelo constitutivo de materiales asignados en las columnas compuestas

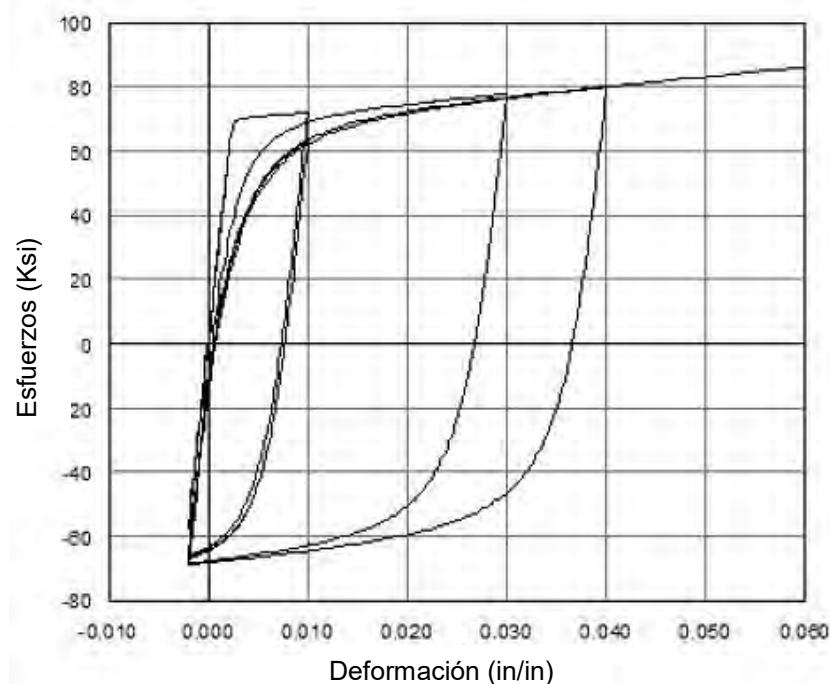


**Figura 4.4.** Modelo constitutivo asignado en las vigas de acero.

#### 4.3.1. Acero estructural y de refuerzo en columnas SRC y vigas no-compuestas

El modelo constitutivo empleado para el acero estructural y de refuerzo longitudinal y transversal en columnas compuestas y vigas fue el propuesto por Giuffre, Menegotto y Pinto 1973, ya que este toma en cuenta el endurecimiento por deformación.

Se obtuvo a través de una serie de pruebas experimentales uniaxiales de tensión y compresión, a fin de definir el comportamiento del material, bajo tales pruebas se obtuvo la historia de deformaciones ante tensión y compresión.



**Figura 4.5.** Comportamiento histerético con endurecimiento isotrópico para UniaxialMaterial Steel02, (Manual OpenSees 2012).

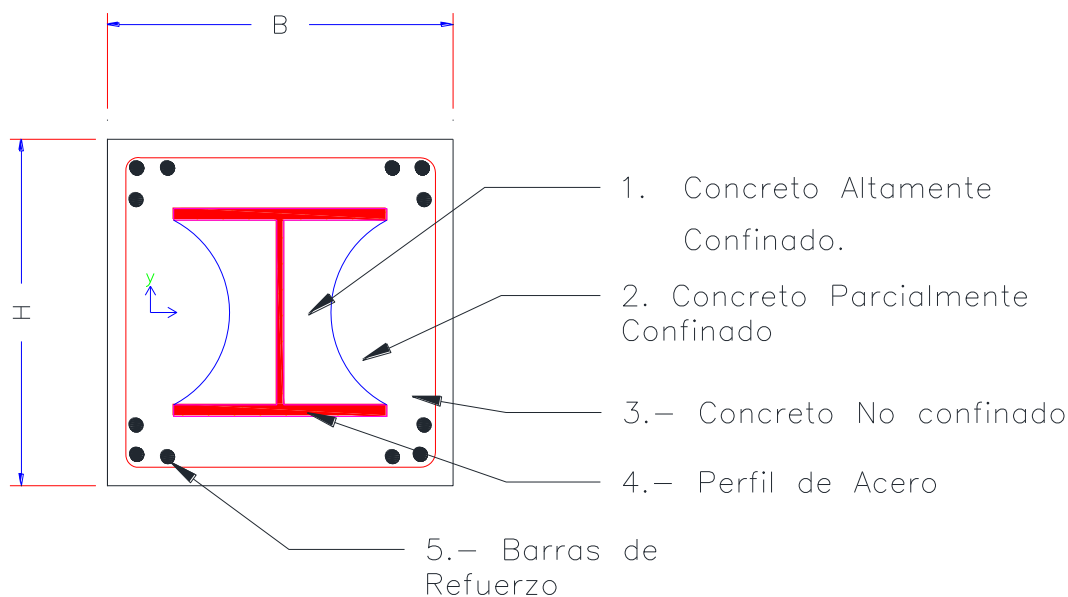
La figura 4.5 muestra el comportamiento histerético del modelo constitutivo empleado en este trabajo para el acero, notando el endurecimiento por deformación en tensión –

compresión; así como un comportamiento estable del material ya que no presenta una degradación excesiva.

#### 4.3.2. Concreto en columnas SRC

El modelo constitutivo empleado en el concreto de las columnas compuestas fue el propuesto por Denavit, Hajjar y León 2010, quienes además lo implementaron en el programa OpenSees (2012). Este modelo considera tres niveles de confinamiento en el concreto (figura 4.6) de acuerdo a la presión que le ejerce el perfil estructural y los estribos, definidas en el pico de esfuerzos y deformaciones en tensión y compresión.

Los autores se basaron en el modelo de Chang y Mander, el cual considera el confinamiento efectivo en columnas únicamente de concreto reforzado. La curva de esfuerzo-deformación es basada en la propuesta de Tsai, en la que se define una rigidez inicial  $E_c$ , con el pico de coordenadas  $(\varepsilon'_{cc}, f'_{cc})$  y un factor de forma  $r$ . El Capítulo 2 de este trabajo de Tesis, describe a detalle este modelo constitutivo.



**Figura 4.6.** Niveles de confinamiento en una columna compuesta de perfil metálico revestida de concreto reforzado (adaptada de Denavit, Hajjar y León 2010).

#### 4.4. Análisis estáticos no lineales

Esta sección presenta los resultados de los análisis inelásticos para los seis modelos de estudio. Estos se analizaron como marcos planos con columnas compuestas sometidos a cargas monótonamente crecientes. En la tabla 4.1 se resumen los elementos estructurales para cada uno de los seis diseños.

**Tabla 4.1. Detalles de los modelos en estudio**

3 NIVELES			
ELEMENTO ESTRUCTURAL	COLUMNAS	VIGAS PRINCIPALES	VIGAS SECUNDARIAS
Q=4	60 X 60	W 18 X 35	W 14 X 30
	Concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		
	Perfil W 14 x 99		
	Barras de acero 8 $\phi$ # 1"		
Q=2	70 X 70	W 18 X 35	W 14 X 30
	Concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		
	Perfil W 14 x 99		
	Barras de acero 12 $\phi$ # 1"		

6 NIVELES			
ELEMENTO ESTRUCTURAL	COLUMNAS	VIGAS PRINCIPALES	VIGAS SECUNDARIAS
Q=4	75 X 75	W 18 X 60	W 14 X 34
	Concreto $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$		
	Perfil W 14 x 99		
	Barras de acero 12 $\phi$ # 1 1/4"		
Q=2	80 X 80	W 18 X 60	W 14 X 34
	Concreto $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$		
	Perfil W 14 x 99		
	Barras de acero 16 $\phi$ # 1 1/4"		

15 NIVELES			
ELEMENTO ESTRUCTURAL	COLUMNAS	VIGAS PRINCIPALES	VIGAS SECUNDARIAS
Q=4	90 x 90	W 24 X 55	W 18 X 35
	Concreto $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$		
	Perfil W 14 x 159		
	Barras de 16 $\phi$ # 1 1/4"		
Q=2	100 X 100	W 24 X 55	W 18 X 35
	Concreto $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$		
	Perfil W 14 x 159		
	Barras de 16 $\phi$ # 1 1/2"		

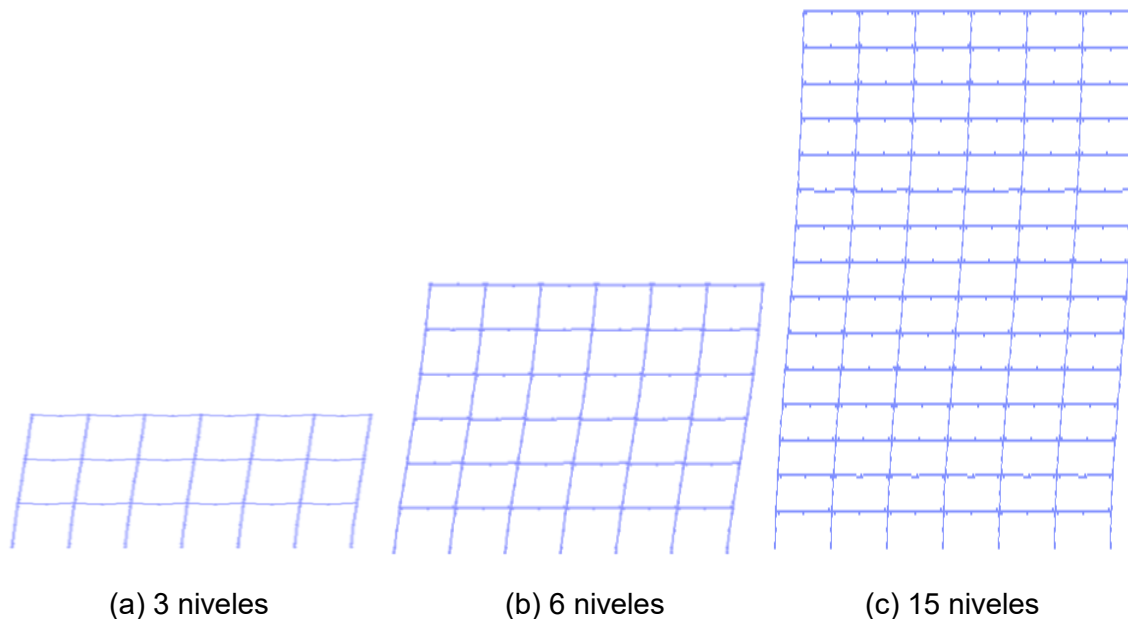
El objetivo de estos análisis no lineales fue observar el comportamiento inelástico de los modelos en estudio y, a partir de estos, obtener distintos parámetros de comportamiento del sistema (i.e., ductilidad, sobrerresistencia, rigidez global). Asimismo, fue verificar que el mecanismo de colapso correspondiera a una de falla dúctil (e.g., articulaciones en las vigas) y no a una falla frágil (e.g., articulaciones en columnas).

Para los análisis de este trabajo se tomaron en cuenta valores reales de esfuerzo de fluencia del acero estructural, a fin de tomar en cuenta el efecto de sobrerresistencia del material, tal como lo fue reportado por Liu *et al.* (2005), empleando tanto como para columnas como para vigas acero estructural A 572, el cual reporta un  $f_{y \text{ real}} = 1.10 f_{y \text{ teórico}}$  (tabla 4.2)

**Tabla 4.2. Resistencias esperadas para el acero estructural utilizado en los análisis**

Perfil	Acero	Resistencias nominales		Sobrerresistencia		Resistencias esperadas	
		$F_y$	$F_u$	$R_y$	$R_u$	$F_y R_y$	$F_u R_u$
W	A572 Gr. 50	345 MPa	448 MPa	1.1	1.1	380 MPa	493 MPa

La configuración deformada obtenida al final del análisis no lineal ante cargas incremental sobre los marcos de este estudio se muestra esquemáticamente en la figura 4.7.

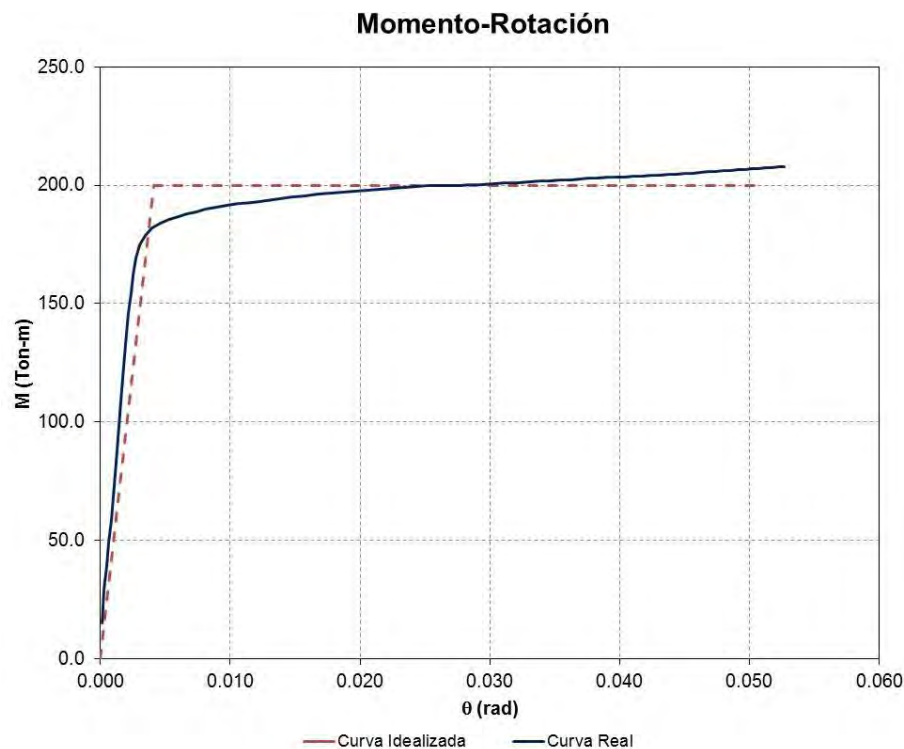


**Figura 4.7.** Configuración deformada de los modelos.

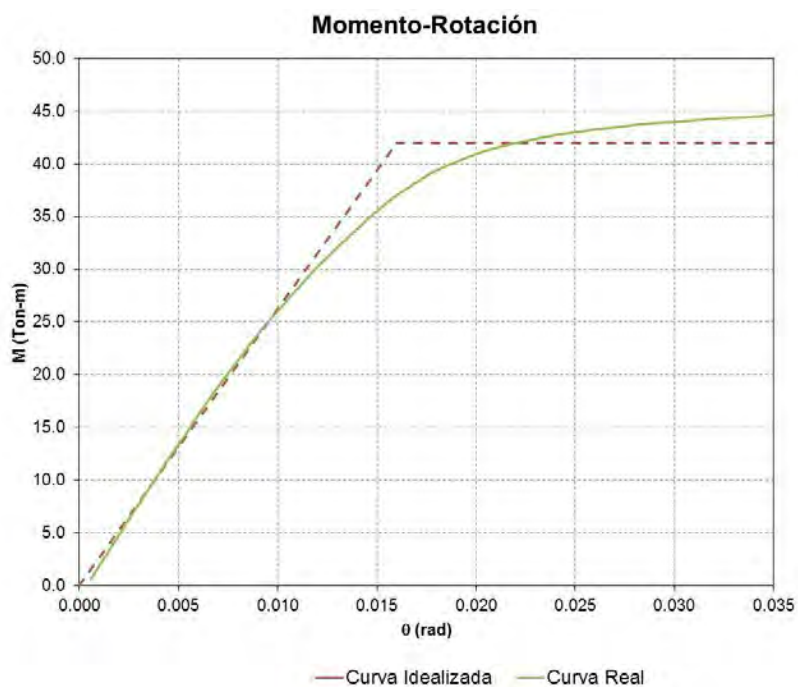
#### 4.4.1. Gráficas momento- rotación.

Con base en los análisis no lineales de los modelos, se obtuvieron los diagramas de momento-rotación de cada elemento estructural: columnas compuestas de perfiles metálicos ahogados en concreto reforzado y vigas de acero. Estas se compararon con las rotaciones de fluencia y últimas (obtenidas por nivel), para poder determinar en qué elemento se alcanza esta rotación, y por lo tanto, se forma una articulación plástica.

Las gráficas reales de momento rotación obtenidas de los análisis se idealizaron como curvas bilineales, ya que los puntos de mayor relevancia en nuestro trabajo fueron la rotación de fluencia y última. En las siguientes figuras 4.8 y 4.9 se muestran las comparativas de las curvas reales obtenidas con respecto a las curvas idealizadas.

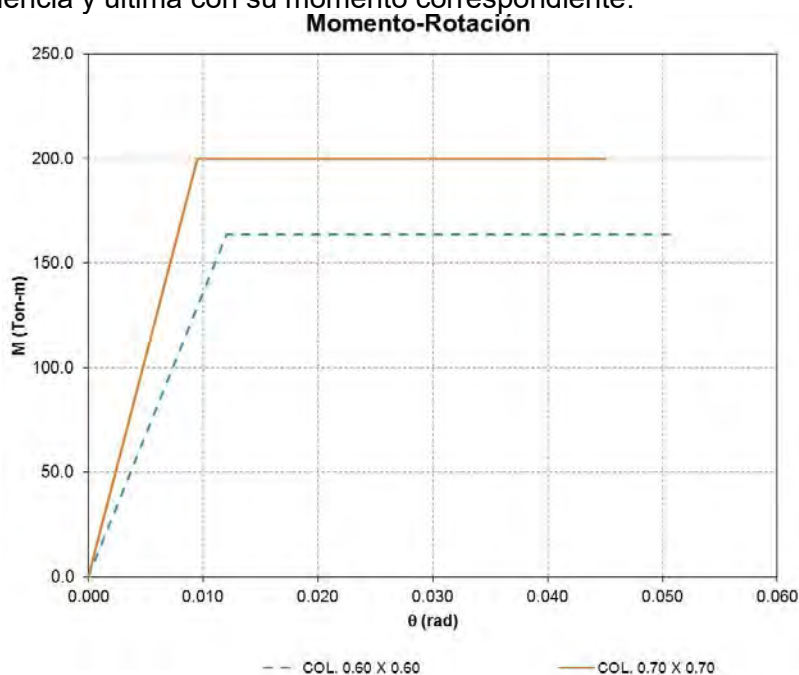


**Figura 4.8.** Comparativa curva real - curva idealizada momento- rotación, elemento tipo columna.



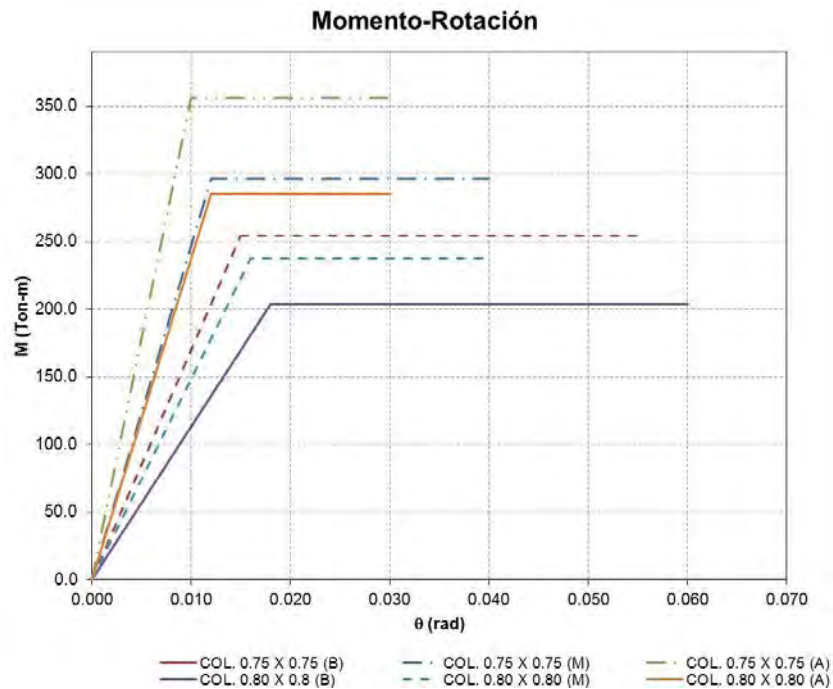
**Figura 4.9.** Comparativa curva real – curva idealizada momento- rotación, elemento tipo viga.

Con base en los análisis no lineales, se presentan las gráficas idealizadas en las figuras 4.10 a 4.12 para las columnas de los modelos de tres, seis y quince niveles, mostrando la rotación de fluencia y última con su momento correspondiente.



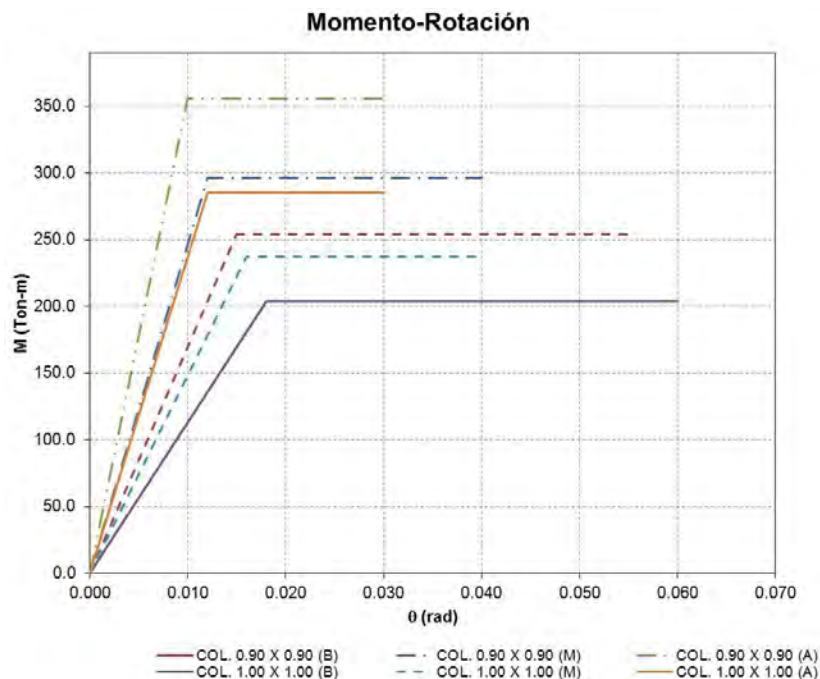
**Figura 4.10.** Gráfica idealizada momento-rotación para columnas compuestas SRC en modelos M3Q4 y M3Q2.





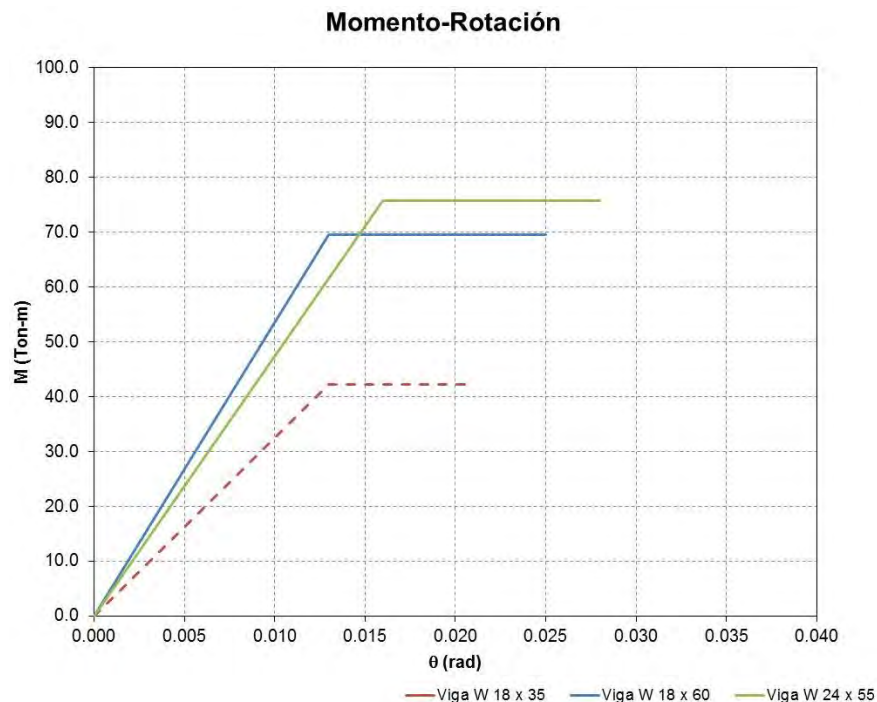
**Figura 4.11.** Gráfica idealizada momento-rotación para columnas compuestas SRC en modelos M6Q4 y M6Q2.

Es importante indicar que lo que podemos apreciar en las figuras 4.11 y 4.12, son dos tipos de secciones de columnas pero con diferente carga axial, denominado con la letra “A” a los elementos con carga axial alta, con la letra “M” a los que tuvieron carga axial media; por último con la letra “B” a los de carga axial baja.



**Figura 4.12.** Gráfica idealizada momento-rotación para columnas compuestas SRC en modelos M15Q4 y M15Q2.

Con base en lo descrito se muestra la gráfica momento-rotación idealizada de las vigas empleadas en los modelos de estudio de tres, seis y quince niveles.



**Figura 4.13.** Gráfica de momento- rotación de las vigas de acero.

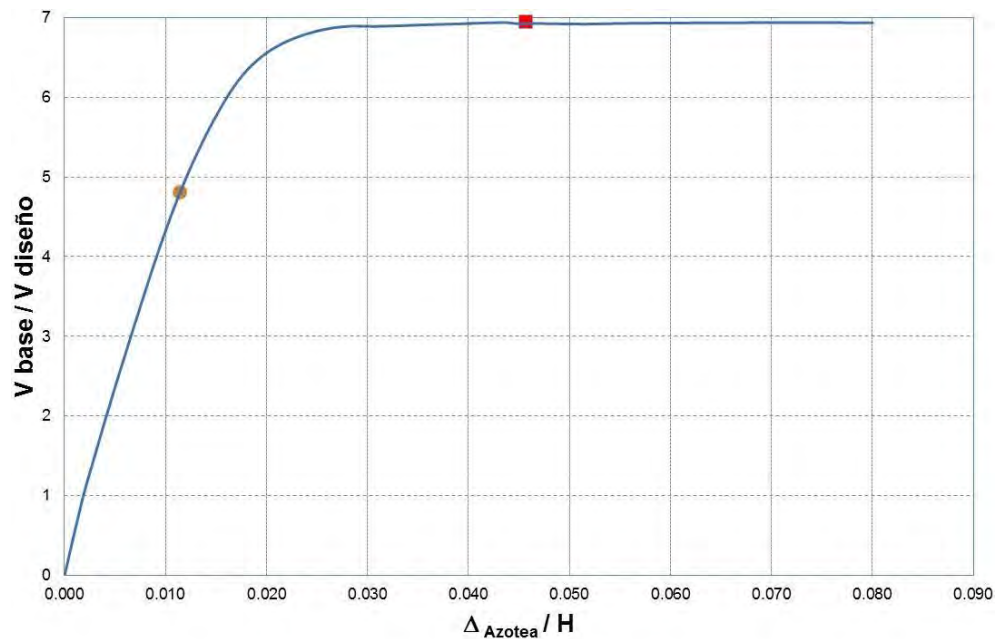
Con base a las gráficas mostradas (figuras 4.10 a 4.13) de los modelos, podemos observar que las vigas presentaron mayores rotaciones, ya que tuvieron mayor comportamiento inelástico; y que las columnas sometidas a mayor efecto de carga gravitacional y lateral, presentaron mayores rotaciones.

#### 4.4.2. Curvas de capacidad

Existen diversos estudios (Tapia 2011, Tapia y Tena 2009, Tapia y Tena 2007, Godínez 2010, entre muchos otros) de marcos de concreto reforzado y acero, en algunos casos contraventeados; donde a partir de análisis estáticos no lineales ante carga monótonamente creciente definen los factores de comportamiento sísmico tales como: factores de reducción por sobrerresistencia, factores de reducción de fuerzas sísmicas, capacidades de deformación inelástica entre otras; debido a que algunos códigos de diseño sísmico emplean esta metodología para definir los factores descritos y a los estudios mencionados se toma la decisión de realizar curvas cortante distorsión obtenidas de los análisis estáticos no lineales con el objeto de obtener dichos factores.

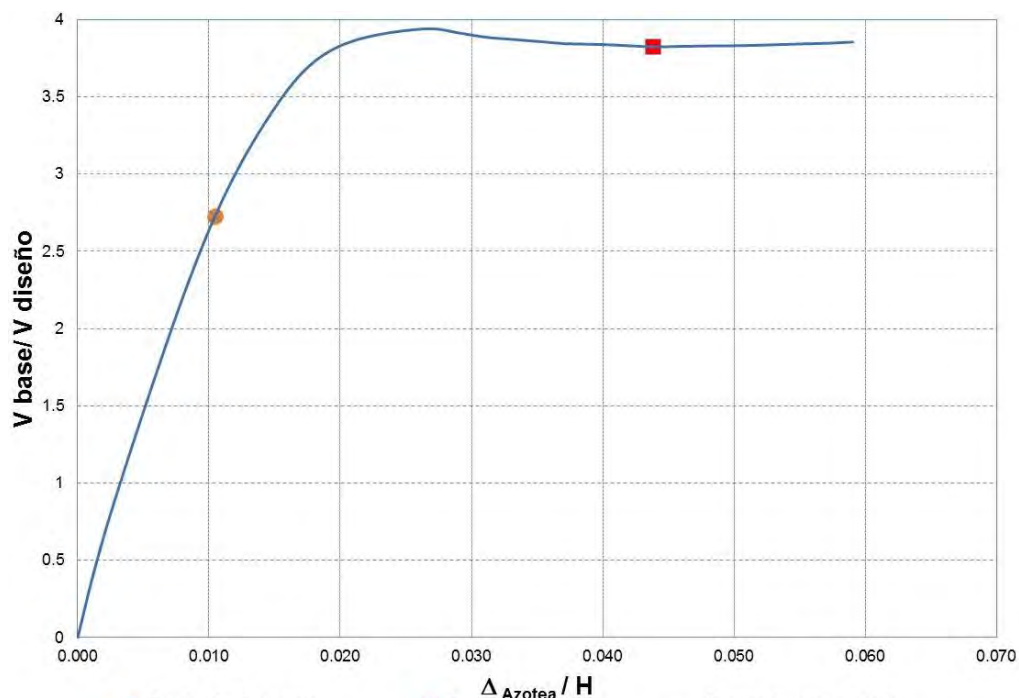
Enseguida se exponen las curvas de capacidad de los modelos mencionados considerando que el detallado estructural es el adecuado, donde se grafica en el eje de las abscisas el  $\Delta_{azotea}$  normalizado con respecto a la altura del edificio y en el eje de las ordenadas el cortante basal normalizado con respecto al cortante de diseño ( $\frac{C}{Q} * W_{total}$ ); considerando como zona de estudio la zona III B, según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004.

En estas gráficas (figuras 4.14 – 4.19) se pueden apreciar las curvas cortante-distorsión señalando el punto correspondiente a la distorsión última asociada al mecanismo de colapso en un cuadro de color rojo y el punto correspondiente a la distorsión de fluencia, con un círculo naranja.



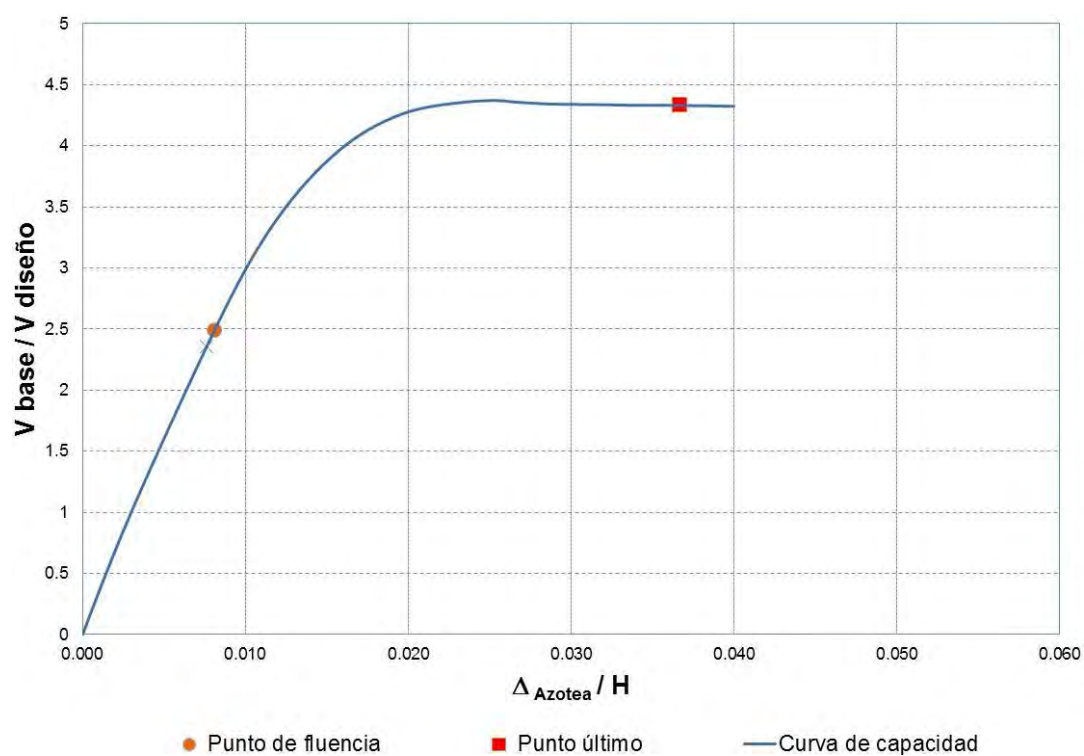
● Punto de fluencia      ■ Punto último      — Curva de capacidad

**Figura 4.14.** Curva de capacidad para el modelo M3NQ4

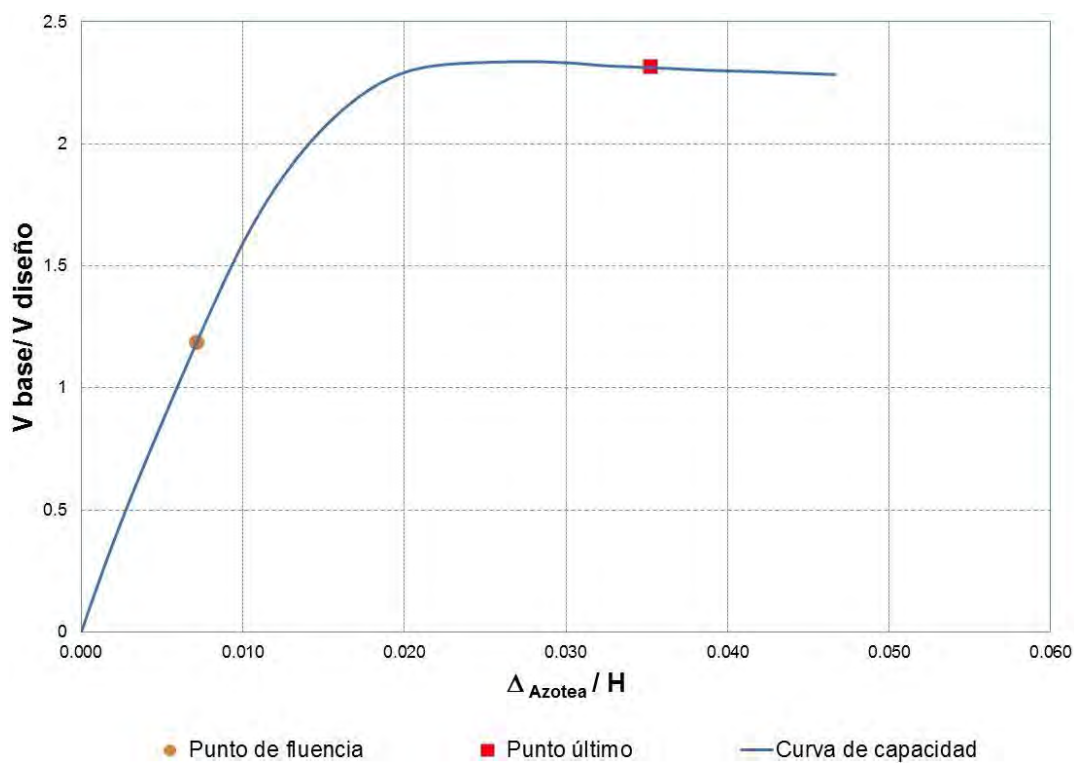


● Punto de fluencia      ■ Punto último      — Curva de capacidad

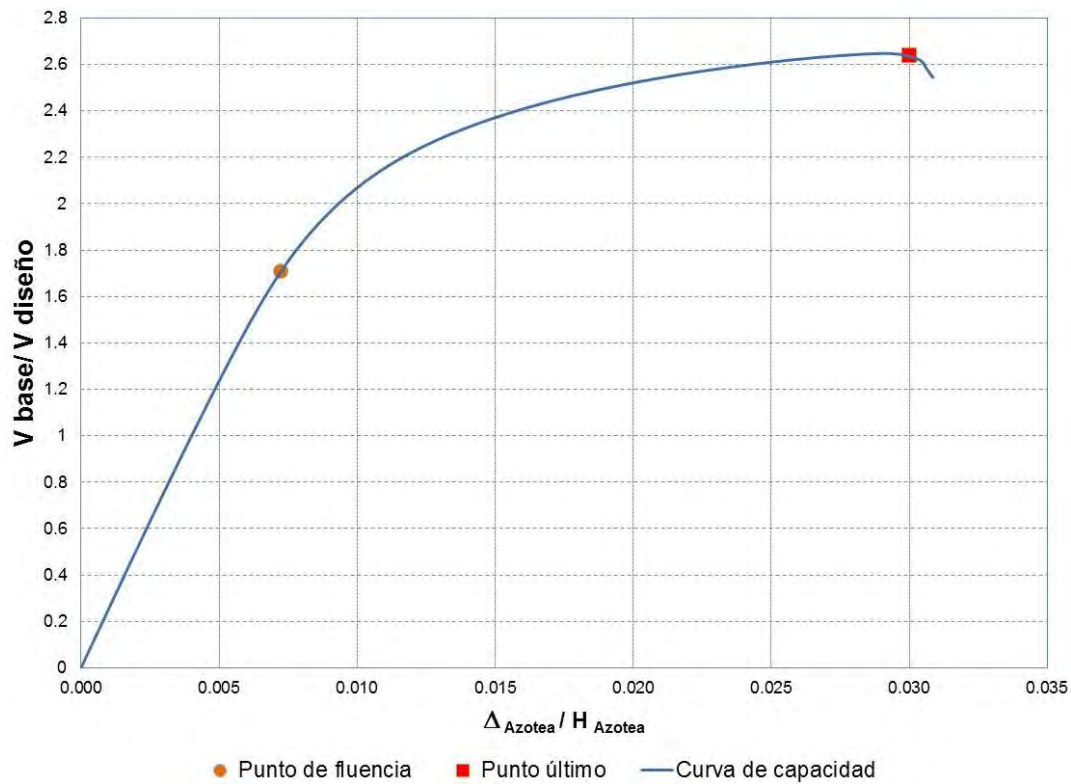
**Figura 4.15.** Curva de capacidad para el modelo M3NQ2



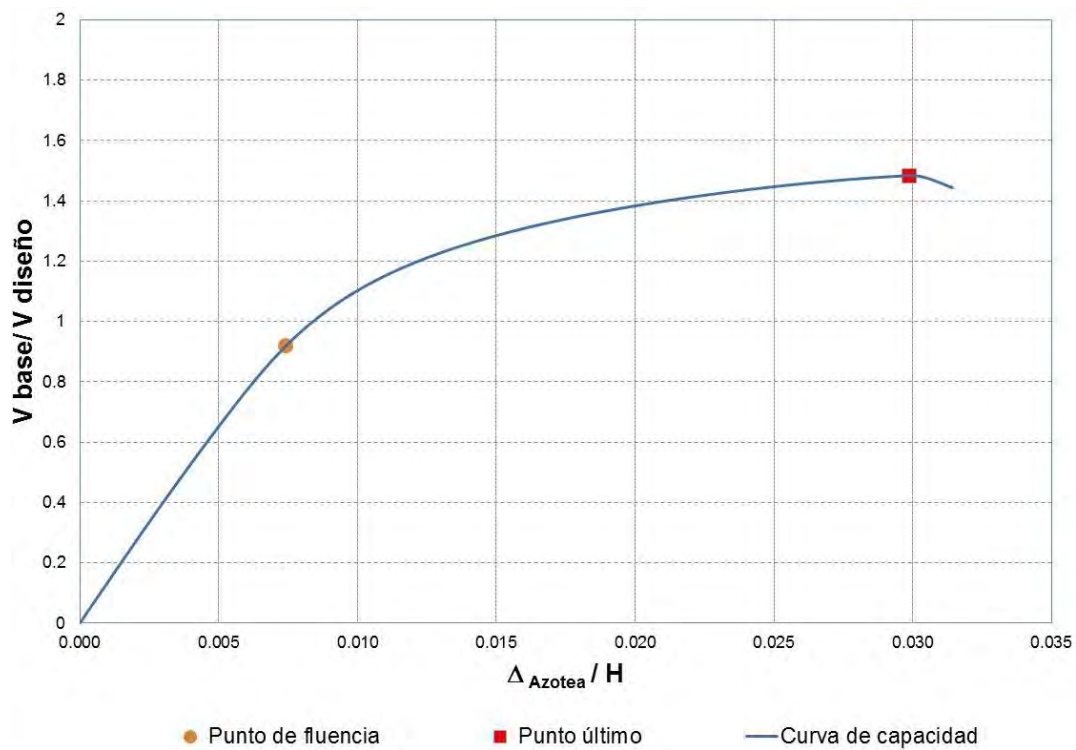
**Figura 4.16.** Curva de capacidad para el modelo M6NQ4



**Figura 4.17.** Curva de capacidad para el modelo M6NQ2



**Figura 4.18.** Curva de capacidad para el modelo M15NQ4



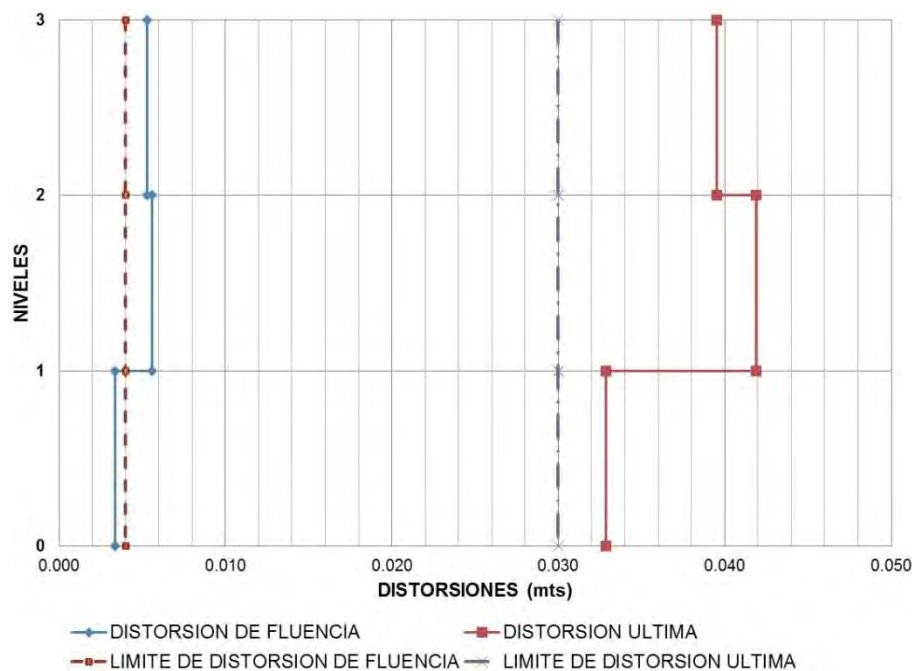
**Figura 4.19.** Curva de capacidad para el modelo M15NQ2



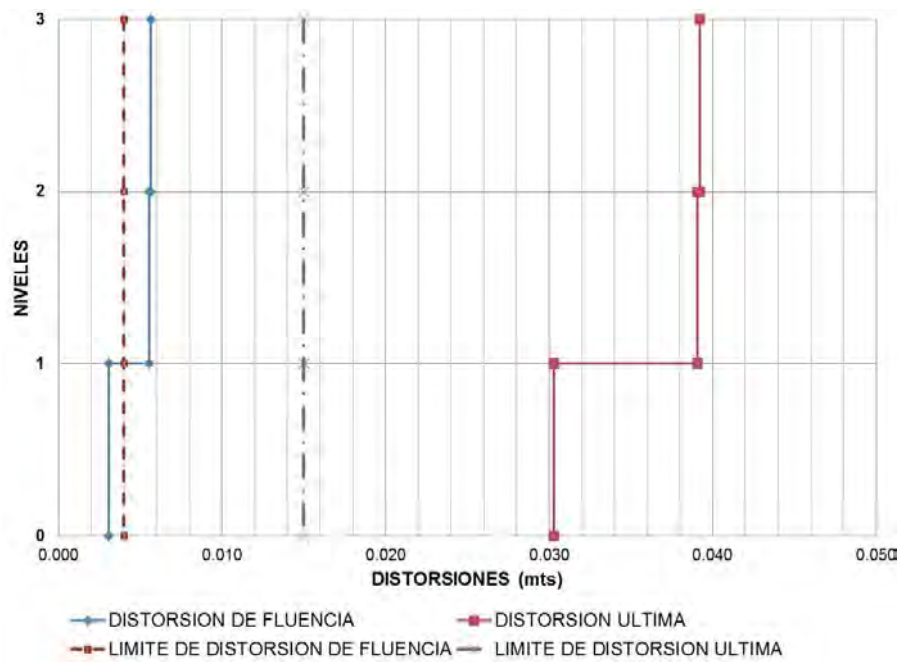
Con base en las curvas cortante – distorsión (figura 4.14 a 4.19) se observan los siguientes comportamientos:

- Pendientes post-elásticas positivas en las curvas envolventes, que contribuyeron a controlar la respuesta máxima.
- El efecto  $P-\Delta$  en las curvas envolventes al observar el decrecimiento de las mismas.
- Se aprecia que los modelos Q2, tienden a tomar menor fuerza cortante que los modelos Q4.
- Las curvas envolventes muestran una respuesta estable y consistente, ya que se observa el apropiado incursionamiento en el intervalo plástico sin degradaciones excesivas.

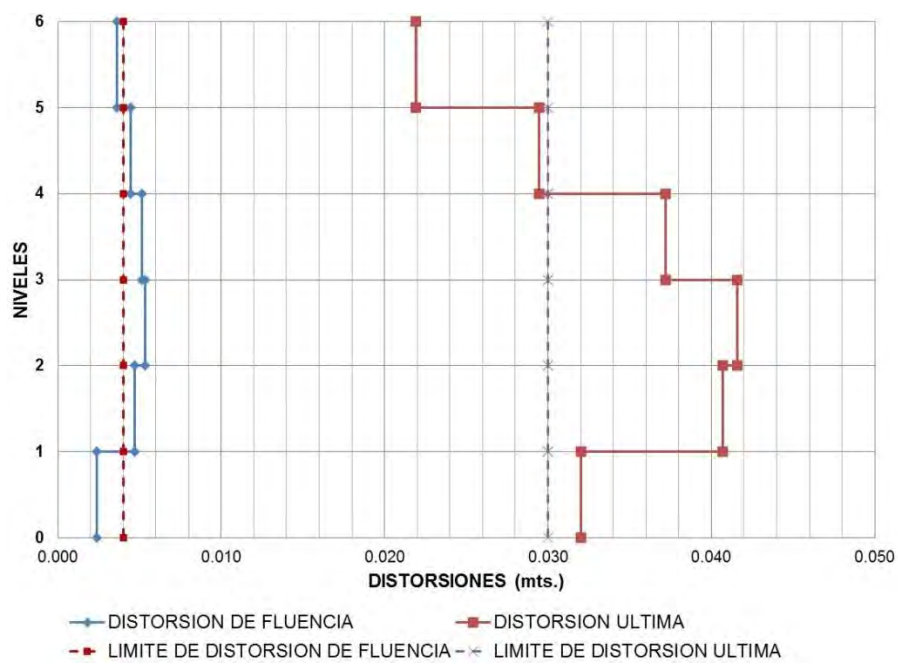
Con base a las curvas de capacidad, las figuras 4.20 a 4. 25 muestran las gráficas de distorsiones por nivel en el punto último y en el punto de fluencia para cada modelo de estudio, considerando la sobrerresistencia de los materiales. Comparándolas con los límites que establece el Apéndice A de las NTC-DS 2004 para la distorsión de fluencia de 0.004 (restringida para no dañar elementos no estructurales) y para la distorsión última, 0.030 para marcos dúctiles y 0.015 para marcos no dúctiles.



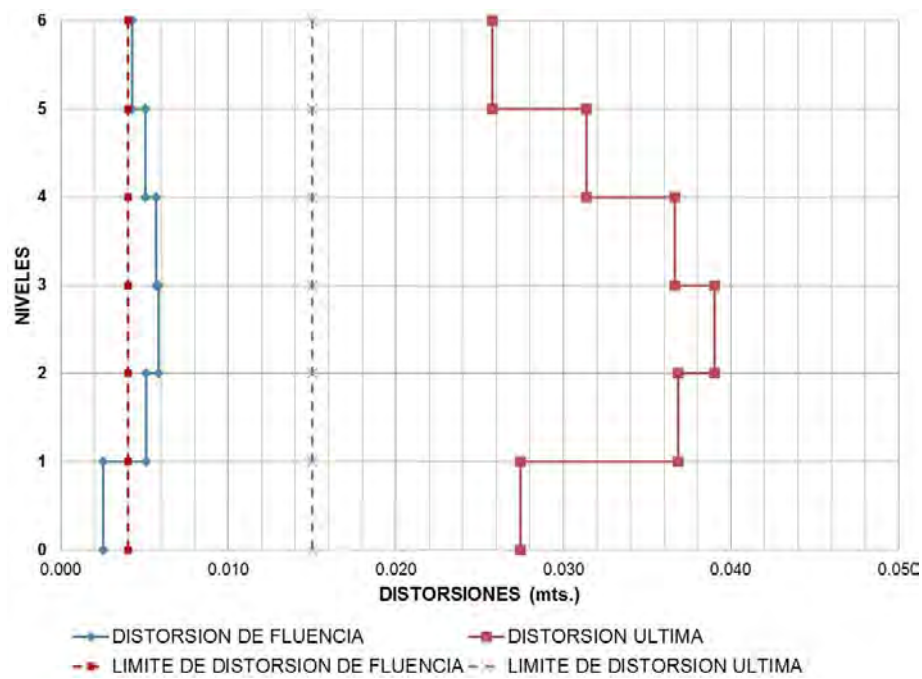
**Figura 4.20.** Distorsiones por nivel para el modelo M3NQ4



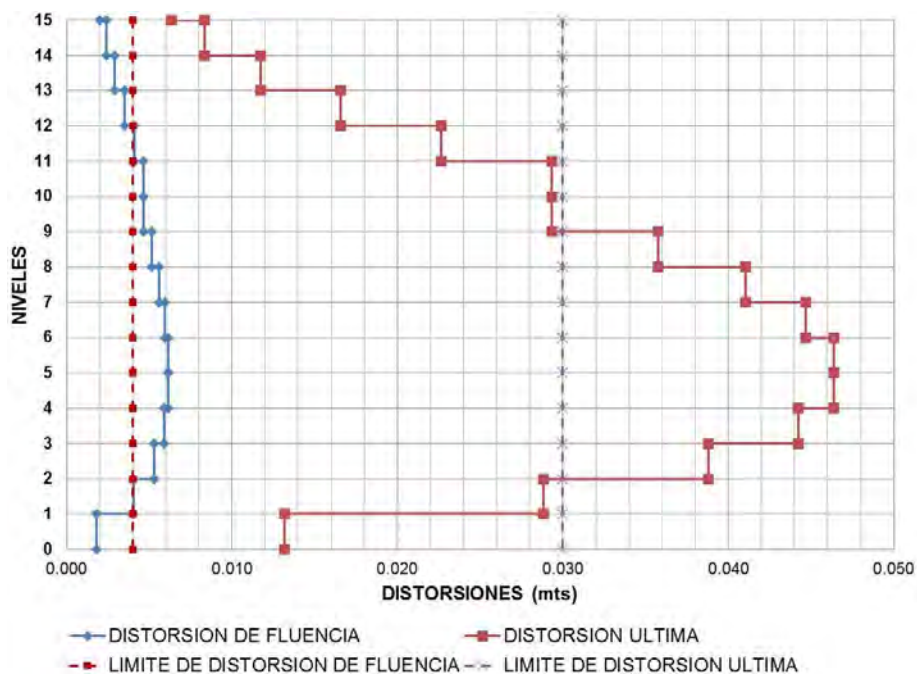
**Figura 4.21.** Distorsiones por nivel para el modelo M3NQ2



**Figura 4.22.** Distorsiones por nivel para el modelo M6NQ4

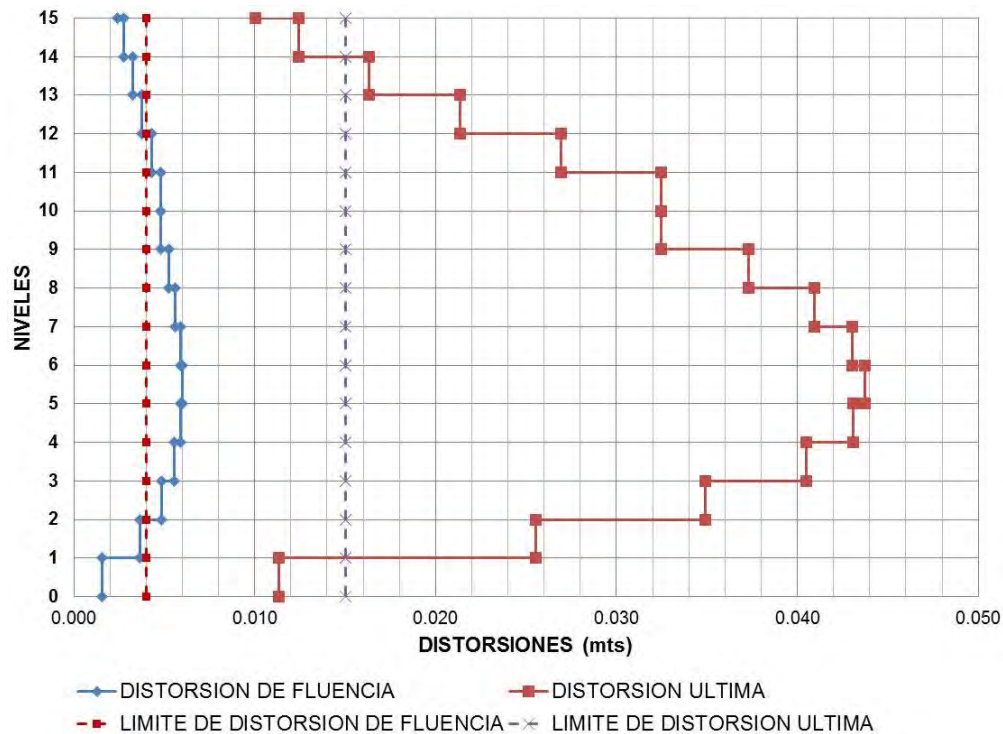


**Figura 4.23.** Distorsiones por nivel para el modelo M6NQ2



**Figura 4.24.** Distorsiones por nivel para el modelo M15NQ4





**Figura 4.25.** Distorsiones por nivel para el modelo M15NQ2

De acuerdo a las gráficas de distorsiones (figura 4.20 a 4.25) se observan las siguientes tendencias de comportamientos:

- Se aprecia que los modelos Q2 tienden a fluir a niveles menores de distorsión que los modelos Q4.
- En todos los modelos se encontró que las distorsiones de fluencia se localizaron posteriores a la que estipula el Apéndice A de las NTC DS (2004) de 0.004 (restringida para no dañar elementos no estructurales), en los niveles donde se tuvo mayor respuesta inelástica. Es decir, estos entrepisos fluirán a mayores distorsiones.
- Los modelos Q2 desarrollaron menores niveles de distorsión máxima que los modelos Q4
- En los modelos de tres niveles (Q4 y Q2) y seis niveles Q2, se observó que las distorsiones últimas fueron mayores a las distorsiones máximas de entrepiso solicitadas en el Apéndice A de las NTC DS (2004), por lo que estos límites propuestos resultan conservadores.
- En los modelos de seis y quince niveles, Q4, se apreció que las distorsiones máximas sobrepasan lo estipulado por el Apéndice A en los niveles que tuvieron mayor demanda inelástica.
- Para los modelos de 15 niveles tipo Q2, las distorsiones últimas sobrepasaron lo estipulado por el Apéndice A de las NTC DS (2004), exceptuando el nivel uno, catorce y quince, debido a su menor demanda inelástica.

#### 4.4.3. Factores de comportamiento sísmico.

Con los resultados conseguidos de las curvas de capacidad: desplazamientos inelásticos últimos, desplazamientos de fluencia, cortante de fluencia y cortante último, se obtuvieron los factores de comportamiento sísmico, con base en las siguientes fórmulas.

De las distorsiones obtenidas en los sistemas, se define la ductilidad  $\mu$  (ecuación 4.2), donde  $\delta_y$  es la distorsión de fluencia que marca el inicio del comportamiento inelástico en la curva cortante – distorsión y  $\delta_u$  es la distorsión máxima alcanzada (Godínez 2010).

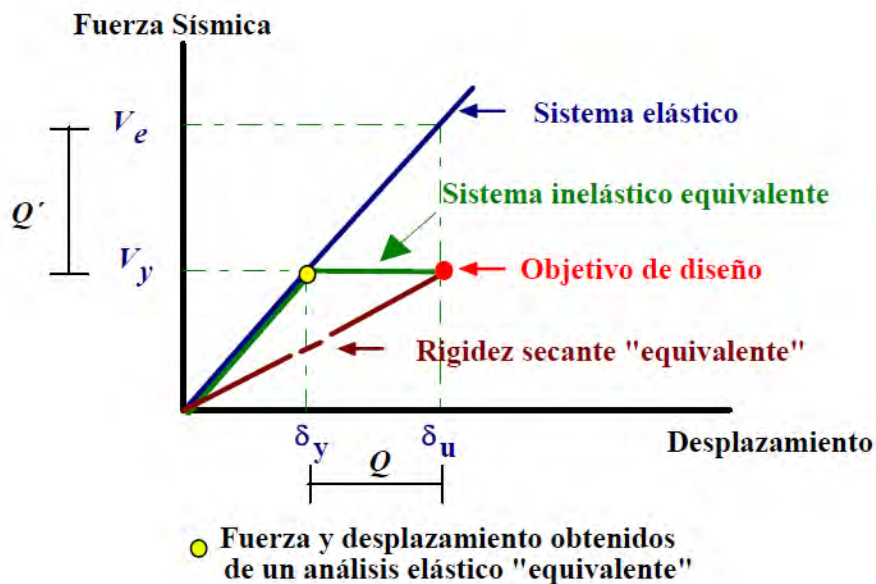
$$Q = \mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (4.2)$$

De los Reglamentos de diseño sísmico de México considerando que por simplicidad el sistema inelástico equivalente presenta un comportamiento elástico perfecto (Tena y Correa 2008), se define el factor de reducción de fuerzas sísmicas o también conocido como factor de reducción por ductilidad (ecuación 4.3),  $Q'$ .

$$Q' = \mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (4.3)$$

Diversos autores (e.g., Newmark 1982, Miranda 1994, Arroyo 2002, Tena 2008, Tapia 2011, entre otros) han estudiado ampliamente el factor de reducción por ductilidad  $Q'$  para diferentes sistemas estructurales, comentando que este depende de las características de la estructura (i.e., ductilidad, amortiguamiento y periodo fundamental de la estructura) y de la excitación sísmica.

La figura 4.26 conceptualiza el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño  $Q'$ :



**Figura 4.26.** Representación gráfica del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , y el

factor de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño  $Q'$  (Tena y Correa 2008).

El factor de reducción por sobrerresistencia (*ecuación 4.4*)  $R$ , es el cociente de la resistencia máxima obtenida ( $V_u$ ) y la resistencia de diseño ( $V_d$ ) (Godínez 2010).

$$R = \frac{V_u}{V_{dis}} \quad (4.4)$$

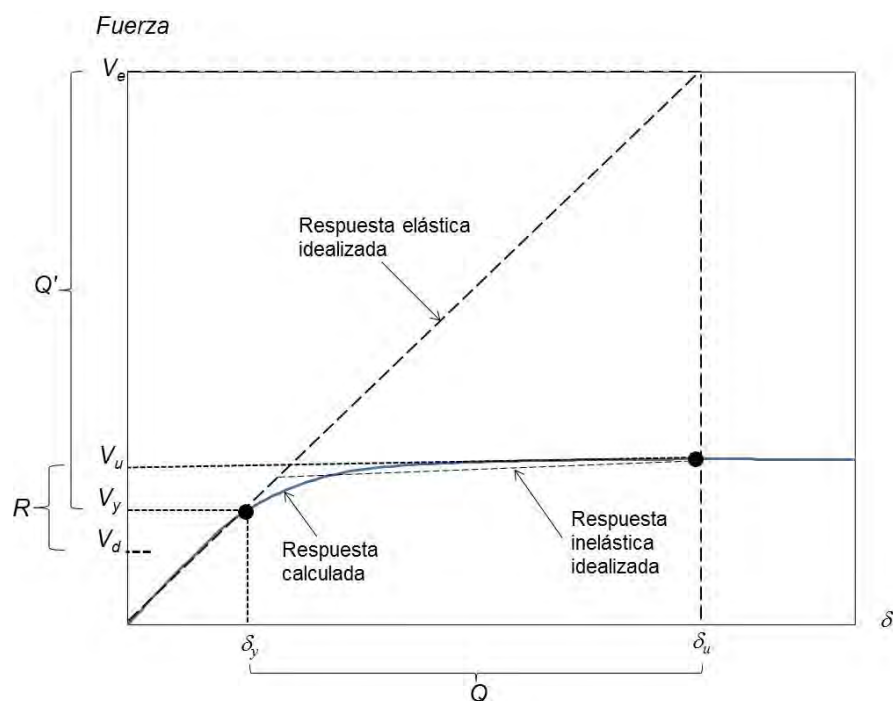
Actualmente el Apéndice A de las NTC DS (2004) introduce este factor, el cual reduce directamente el espectro de diseño elástico; dicho factor fue propuesto con base en un reducido número de estudios de marcos de concreto reforzado bidimensionales por lo que se ha comprobado con estudios analíticos y experimentales. Este estudio no es representativo para otros sistemas constructivos; además que la calibración de las demandas de respuesta no lineal se hizo considerando sistemas de un grado de libertad y un comportamiento elastoplástico perfecto (Tena y Correa 2008).

Varios autores comentan que las estructuras cuentan con reservas de resistencia, entre otras cosas debido a la sobrerresistencia de algunos elementos o materiales y a las disposiciones reglamentarias de diseño, como el empleo de factores de reducción de resistencia, áreas de acero mínimas, efectos debido a cargas verticales, uso de secciones tipo así como consideraciones de sistemas constructivos (Godínez 2010).

Otros estudios mencionan que la sobrerresistencia no es constante y depende de factores tales como: relaciones de esfuerzo – deformación del acero y concreto, niveles de esfuerzo axial, magnitud de la carga, dimensiones de los elementos, confinamiento del núcleo del concreto y algo de gran importancia la participación de elementos no estructurales que no están correctamente desligados del sistema estructural (Tena y Correa 2008).

Por su parte Godínez (2010), comenta que la sobrerresistencia desarrollada para distintos edificios durante un evento sísmico no siempre es constante incluso los diseñados en la misma zona y por el mismo despacho.

La figura 4.27 muestra la representación gráfica de los factores de comportamiento sísmico, empleados en este estudio.



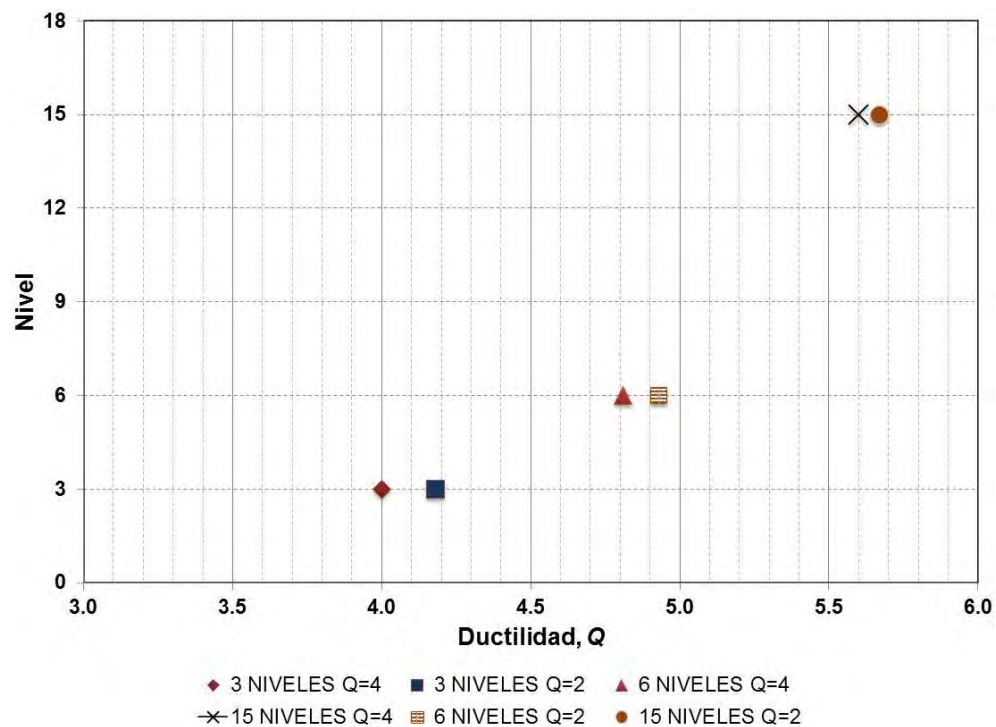
**Figura 4.27.** Representación de los factores de comportamiento sísmico  $Q$ ,  $Q'$  y  $R$  para el modelo M3Q4.

Con base en las ecuaciones descritas y los resultados obtenidos de las curvas de capacidad se presenta la tabla 4.3, donde se muestran los factores de comportamiento sísmico para cada uno de ellos, así como las gráficas de ellos.

**Tabla 4.3. Factores de comportamiento sísmico**

Modelo	$Q$	$R$
M3NQ4	4.00	6.60
M3NQ2	4.18	3.49
M6NQ4	4.52	4.33
M6NQ2	4.93	2.25
M15NQ4	5.60	1.83
M15NQ2	5.67	1.42

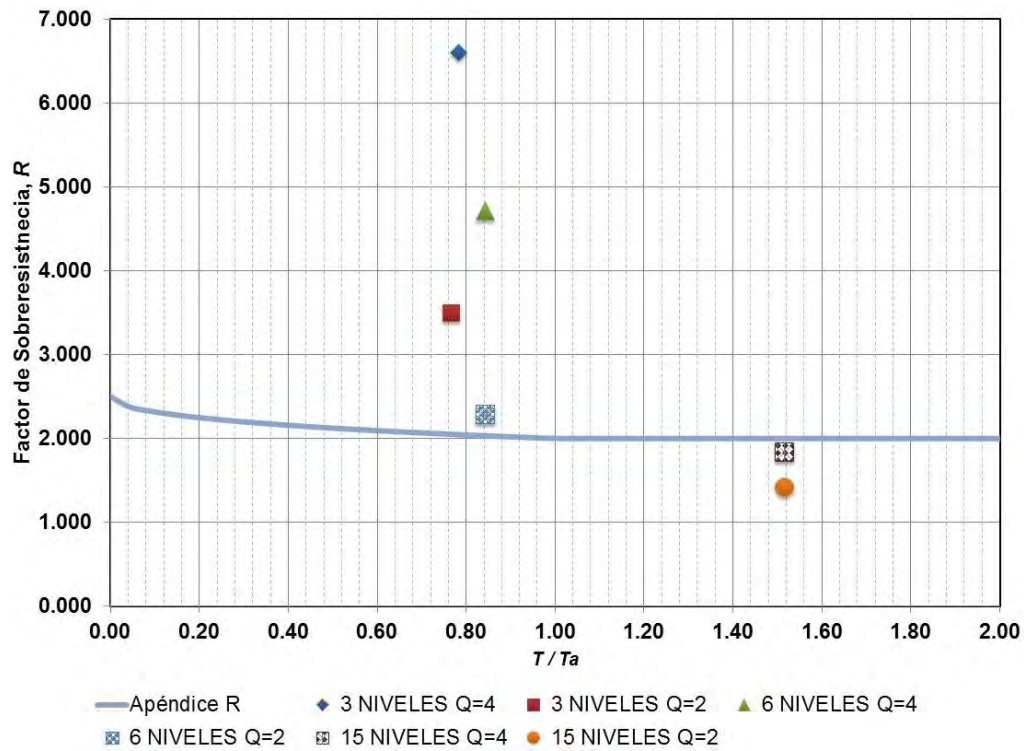
La gráfica 4.28 muestra como el factor de ductilidad,  $Q$ , se incrementó con el número de niveles y el periodo de la estructura, podemos apreciar que para los modelos de 15 niveles se obtuvieron las mayores ductilidades.



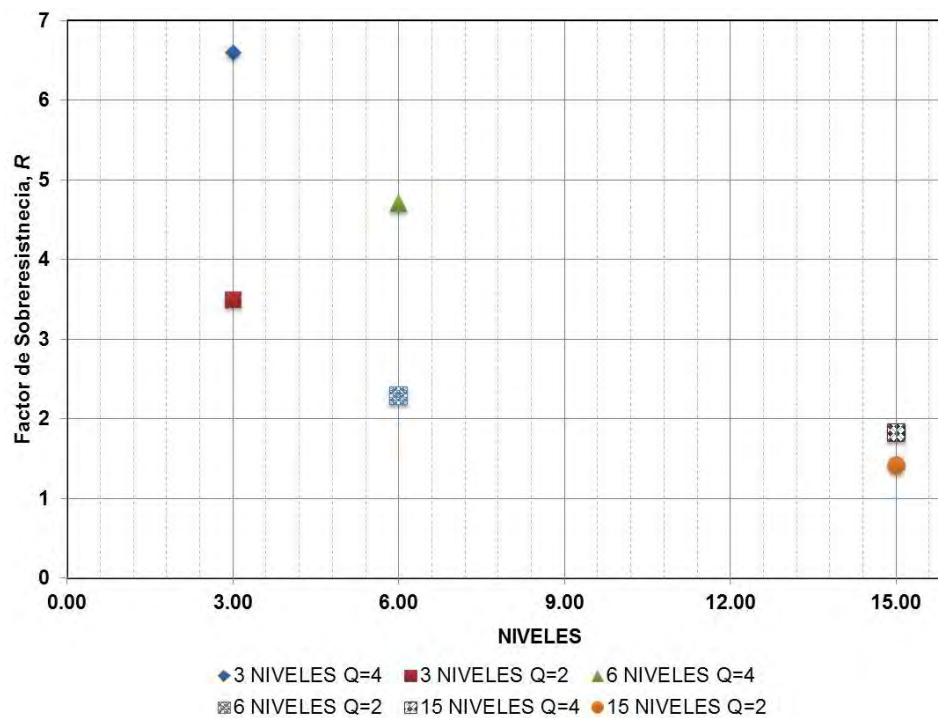
**Figura 4.28** Ductilidades de los modelos con respecto al número de niveles.

La figura 4.29 muestra cómo el factor de sobrerresistencia,  $R$ , se incrementó cuando el periodo fue más pequeño. Para los modelos de tres y seis niveles la sobrerresistencia fue mayor a lo que recomienda el Apéndice A de las NTC DS 2004 y en los modelos de 15 niveles y seis Q2 se obtuvieron valores muy cercanos a los recomendados.

En el caso de los modelos de mediana altura (seis niveles) con periodos intermedios se obtuvieron valores entre 2.2 – 4.3 y en los modelos de periodos altos (quince niveles) valores entre 1.42 – 1.83. Por lo que a medida que crece el número de niveles, los factores de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , decrecen (figura 4.30).



**Figura 4.29** Sobrerresistencias con respecto a la relación  $T/T_a$ .



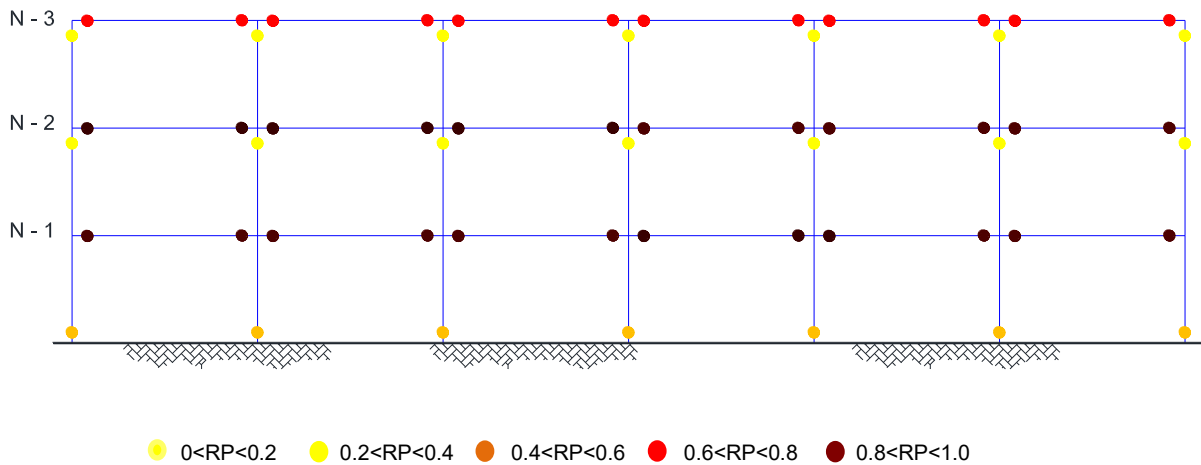
**Figura 4.30** Sobrerresistencias con respecto a la relación de esbeltez  $H/L$ .

#### 4.4.4. Mecanismos

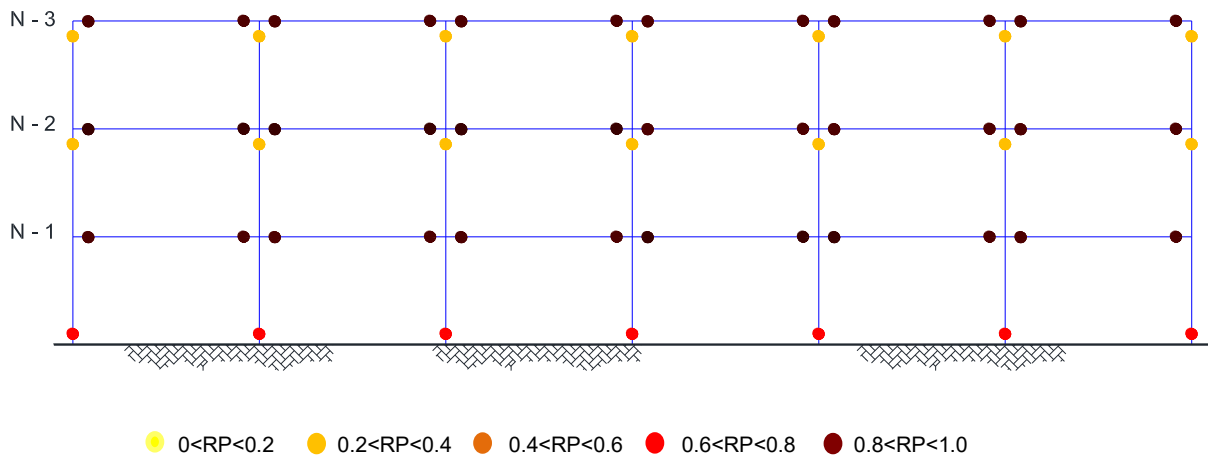
Realizando las comparativas rotacionales de los elementos estructurales, con respecto a las de fluencia y últimas, se determinó en cuales se estaba presentando una articulación plástica debido a las cargas monótonamente crecientes; cuando aparecieron en varios elementos, se presentó un mecanismo y con base al nivel de daño en la estructura se obtuvo el mecanismo que producía el colapso.

Las figuras 4.31 y 4.32 muestran los mecanismos de colapso para los modelos de tres niveles, indicando mediante una escala de colores, el mapeo de las rotaciones plasticas acumuladas de los elementos estructurales que han sobrepasado la rotacion de fluencia. El término de rotación plástica acumulada se determina con la siguiente ecuación:

$$RP = \frac{\theta - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} \quad (4.5)$$



**Figura 4.31.** Mecanismo de colapso del modelo M3Q4 asociadas al análisis inelástico considerando fuentes de sobrerresistencia.



**Figura 4.32.** Mecanismo de colapso del modelo M3Q2 asociadas al análisis inelástico considerando fuentes de sobrerresistencia.

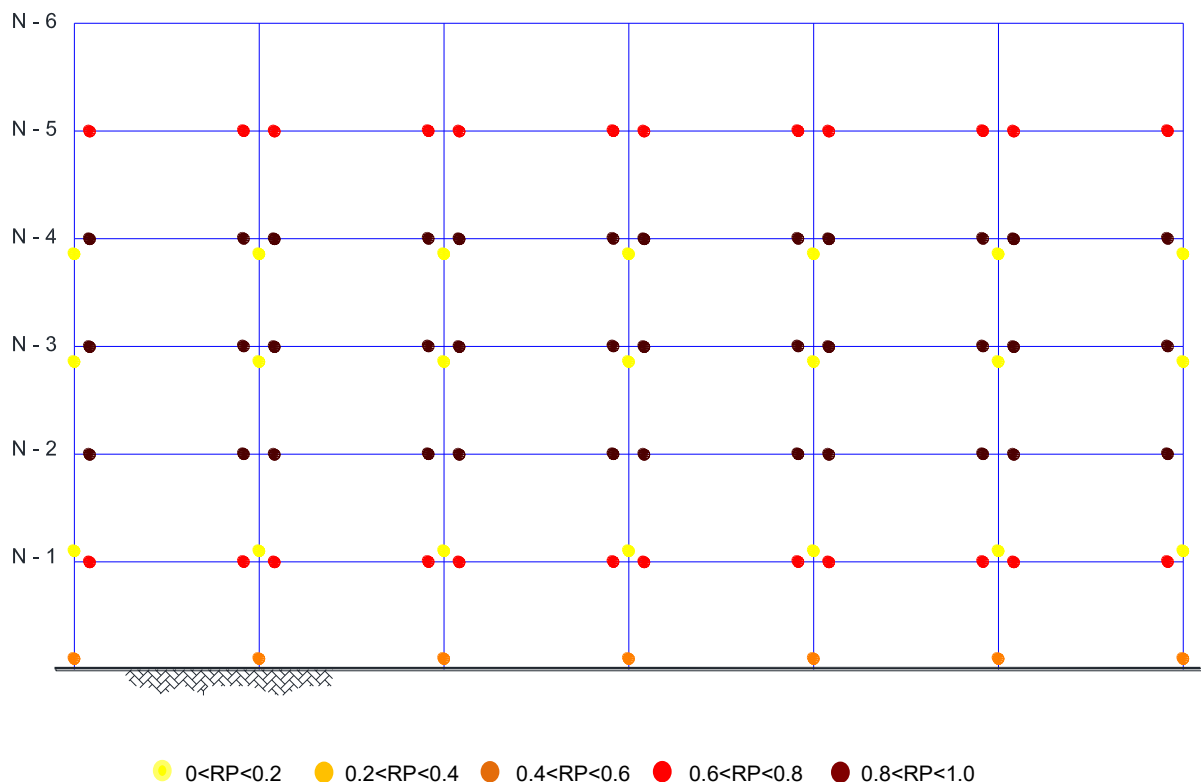
Con base en las figuras mostradas (4.31 y 4.32) se observó que los modelos de tres niveles desarrollaron un mecanismo estable y consistente, favoreciendo un mecanismo último de viga débil- columna fuerte; cumpliendo con la filosofía que promueve el Apéndice A de las NTC DS 2004.

La configuración estructural: sencilla, simétrica en planta y regular en altura, contribuyó a que las zonas críticas se concentraran principalmente en los extremos de las vigas.

Comparando las figuras (4.31 y 4.32) podemos apreciar que el modelo de tres niveles Q2 presentó ligeramente mayores demandas inelásticas con respecto al modelo Q4.

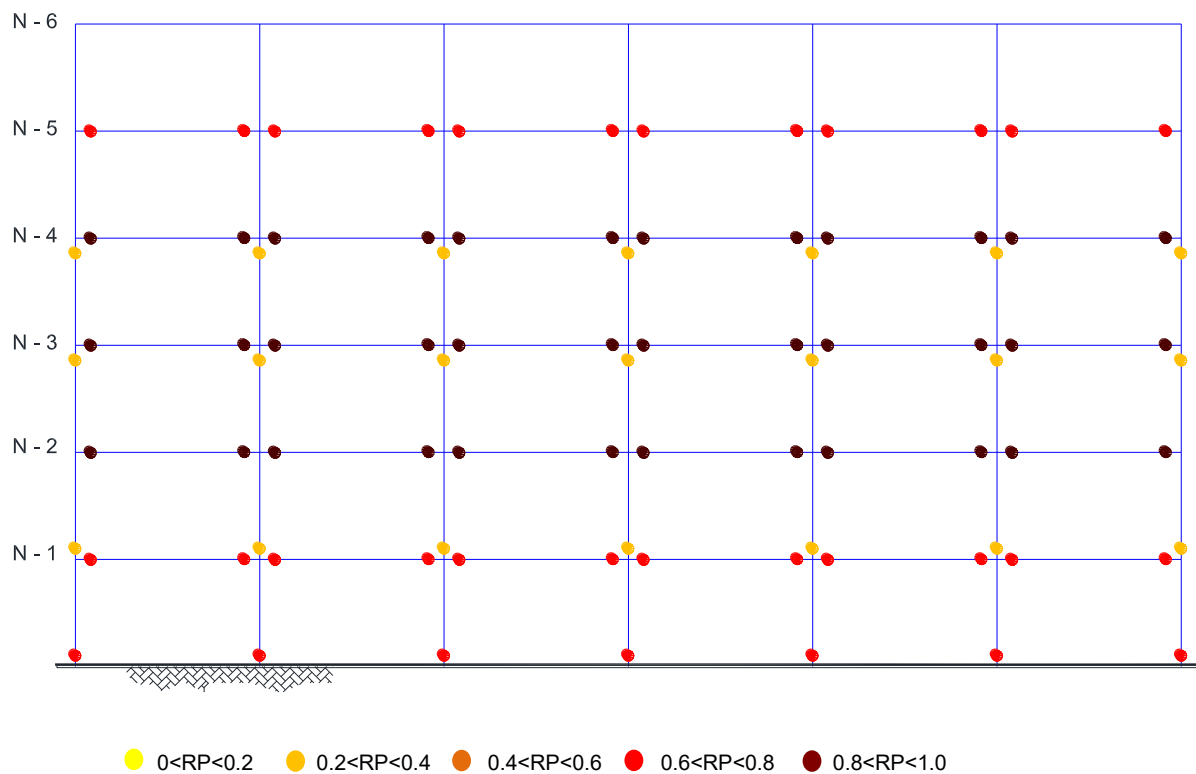
Otra observación importante es que las mayores rotaciones plásticas en vigas se presentaron en los niveles 2 y 3, donde se tuvieron las mayores distorsiones de entrepiso (figura 4.20 y 4.21) y consecuentemente demandas inelásticas mayores.

A continuación se muestran los mecanismos de colapso para los modelos de seis niveles.



**Figura 4.33.** Mecanismo de colapso del modelo M6Q4 asociadas al análisis inelástico considerando fuentes de sobrerresistencia.





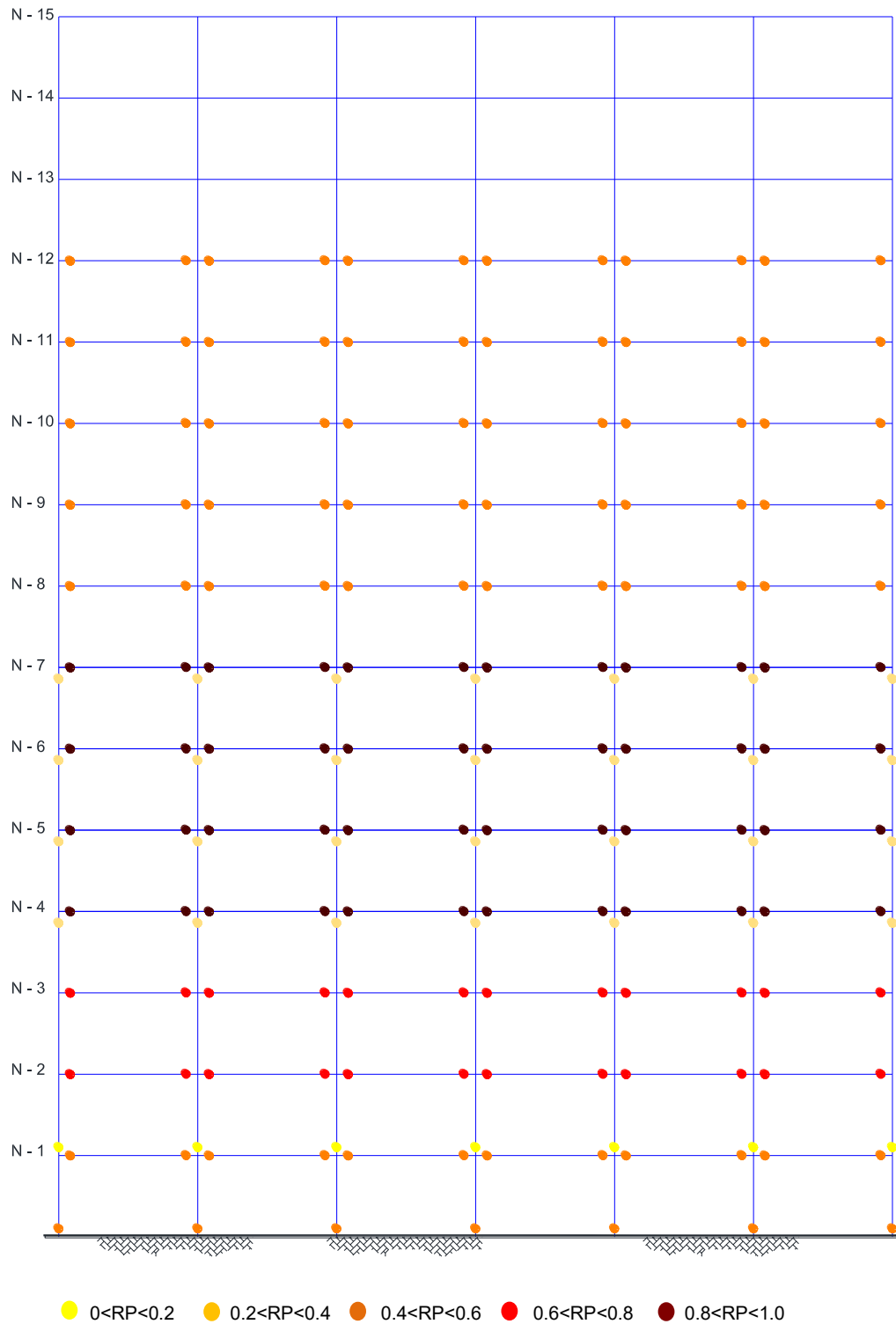
**Figura 4.34.** Mecanismo de colapso del modelo M6Q2 asociadas al análisis inelástico considerando fuentes de sobrerresistencia.

En los modelos de seis niveles, de acuerdo a las figuras 4.33 y 4.34, podemos observar que desarrollaron mecanismos últimos de viga débil – columna fuerte; ya que los elementos estructurales que tuvieron mayores demandas inelástica fueron las vigas.

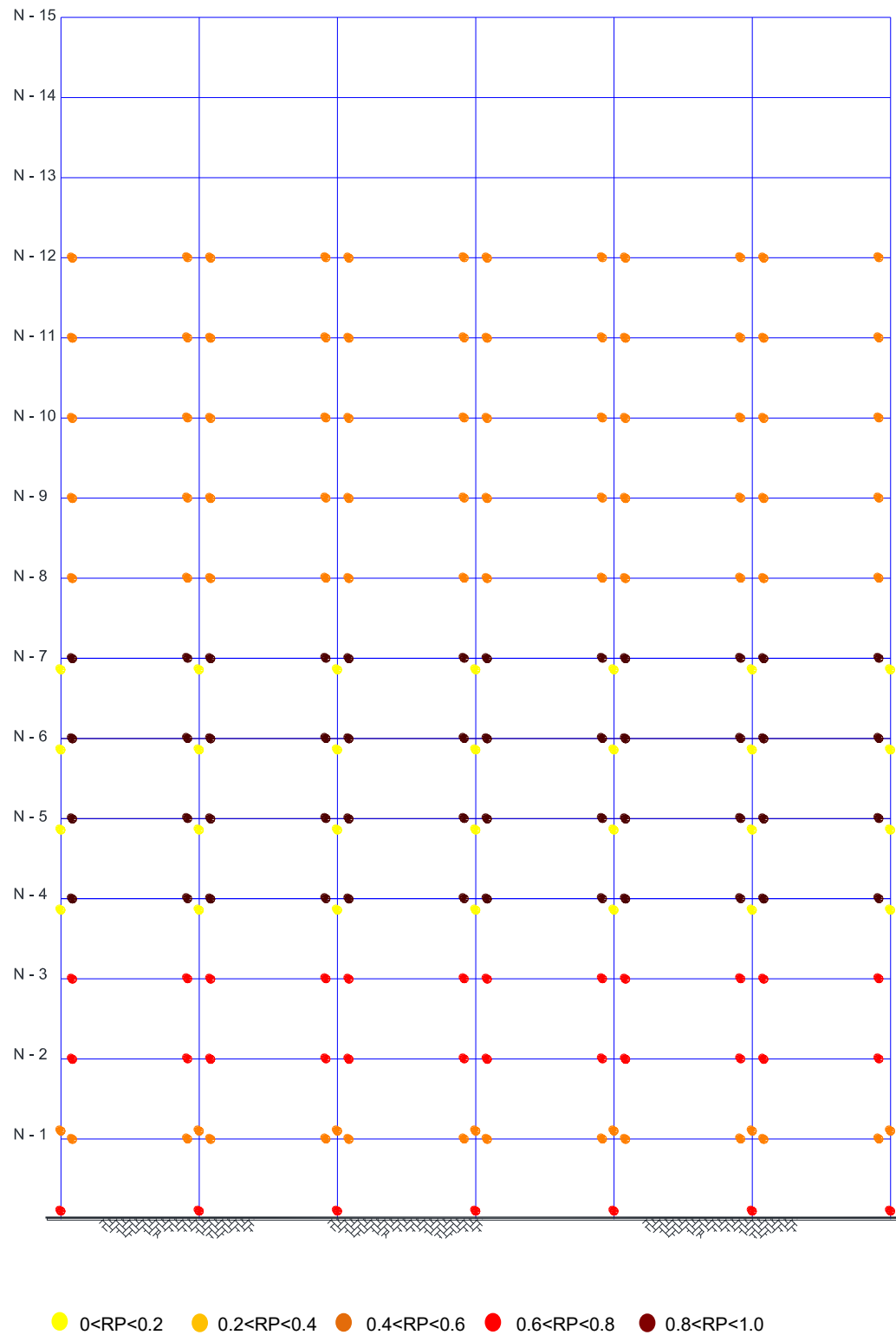
Es relevante mencionar, que en ambos modelos las mayores rotaciones plásticas fueron en los niveles dos, tres y cuatro, donde se presentaron las mayores distorsiones de entrepiso (figuras 4.22 y 4.23)

El modelo Q2 presentó ligeramente mayores demandas inelásticas en comparativa con el modelo Q4, reflejadas en las columnas, donde la escala multicolor indica que tuvieron mayor porcentaje de rotación acumulada plástica que sobre pasó la fluencia.

Enseguida se muestran los mecanismos de colapso para los modelos de quince niveles.



**Figura 4.35.** Mecanismo de colapso del modelo M15Q4 asociadas al análisis inelástico considerando fuentes de sobrerresistencia.



**Figura 4.36.** Mecanismo de colapso del modelo M15Q2 asociadas al análisis inelástico considerando fuentes de sobrerresistencia.

Los modelos de quince niveles presentaron modos de falla estables, teniendo mecanismos últimos viga débil – columna fuerte.

La acumulación de acción inelástica se dio en las vigas, observando que las mayores rotaciones plásticas fueron en los niveles 4,5 y 6 donde se alcanzaron las mayores distorsiones de entrepiso (figura 4.24 y 4.25).

Las zonas críticas se tuvieron en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas del primer nivel.

Al comparar los modelos, se observó que el modelo Q2 tuvo ligeramente mayores demandas inelásticas.

Por lo que se puede concluir que en todos los modelos de estudio se observaron las siguientes tendencias:

- Tuvieron un comportamiento de acuerdo a la filosofía que promueve el Apéndice A de las NTC DS (2004), viga débil columna fuerte.
- Las mayores demandas inelásticas se presentaron en los modelos Q2.
- Las zonas críticas donde se concentraron las demandas inelásticas fueron en las vigas y en las columnas del primer nivel.

## CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

En esta investigación se evaluó el comportamiento sísmico de seis marcos resistentes a momento con columnas compuestas tipo SRC, las cuales consistieron de un perfil de acero I (W o IR) embebidas en una sección de concreto reforzado. La evaluación del desempeño sísmico se efectuó a partir de análisis elásticos e inelásticos de segundo orden.

En la primera parte de este estudio se ilustraron algunas ventajas del sistema a través de aplicaciones en edificios compuestos contruidos en la Ciudad de México. También, se presentó un resumen sobre el estado del conocimiento en columnas compuestas a partir de investigaciones analíticas y experimentales disponibles en la literatura, así como de las especificaciones en México, Estados Unidos y Europa referente al análisis y diseño de elementos compuestos.

Se analizaron en total seis edificios regulares de tres, seis y quince niveles ubicados en la zona III<sub>b</sub> de mayor riesgo sísmico en el Distrito Federal. Para los tres casos en número de niveles, los marcos se diseñaron y detallaron para dos factores de comportamiento sísmico, es decir con  $Q=2$  para definir marcos de ductilidad limitada, y con  $Q=4$  para marcos dúctiles. Las fuerzas sísmicas se determinaron con base en las NTC-DS (2004) en su cuerpo principal y su Apéndice A.

Para calcular los desplazamientos y las distorsiones de los entrepisos se efectuaron análisis elásticos de los marcos con dos criterios diferentes en el valor de la rigidez efectiva a flexión para las columnas compuestas ( $El_{eff}$ ). El primero de ellos consistió en la utilización de una sección transformada no-agrietada, como se obtendría directamente empleando el módulo de secciones (*section designer*) precargado en el programa comercial ETABS V9.5; este criterio es muy empleado en los despachos de diseño en México. El segundo consistió en la utilización de una sección compuesta efectiva como se especifica en el Eurocódigo (EC4, 2004) para análisis elásticos de segundo orden; la ecuación propuesta para este criterio fue obtenida a través del análisis estadístico de datos de ensayos experimentales de columnas en flexocompresión, y calibrado para considerar el agrietamiento y el efecto de las cargas sostenidas en el componente del concreto (EC4, 2004).

Con base en los resultados obtenidos de los análisis elásticos de segundo orden efectuados en el presente trabajo, se concluye lo siguiente:

- (1) El criterio de la sección transformada no-agrietada considera columnas compuestas con valores mayores de rigidez efectiva a flexión y, consecuentemente, menores desplazamientos y distorsiones a los alcanzados respecto a la ecuación de rigidez  $El_{eff_{II}}$  propuesta en el EC4 (2004). Los análisis inelásticos mostraron que los desplazamientos elásticos correspondientes al cortante de diseño son mejor estimados con la rigidez efectiva del Eurocódigo, y no con la hipótesis de la sección transformada no-agrietada.

- (2) Los cocientes demanda-capacidad para columnas compuestas sujetas a la combinación de compresión axial más flexión biaxial fueron obtenidos con las ecuaciones de interacción de las NTC-EM (2004) y del AISC (2005). Las columnas fueron diseñadas para que, con todas las combinaciones de carga, los cocientes demanda-capacidad fueran menor a la unidad. Las ecuaciones de interacción de las NTC-EM (2004) proporcionaron valores muy conservadores debido a su incapacidad de considerar la resistencia nominal del elemento compuesto sujeto a compresión y flexión combinada. Para evaluar la resistencia de columnas compuestas, incluyendo su reducción por estabilidad para diferentes combinaciones de carga axial ( $P$ ) y momento ( $M$ ), se recomienda el empleo del método simplificado del AISC (2010); este método es simple para emplearse en la práctica profesional, y proporciona elementos adecuadamente diseñados.
- (3) El cálculo del cociente de resistencia a momento de columnas a vigas en cada nodo para garantizar un mecanismo plástico deseable columna fuerte – viga débil, resultó con valores mayores a 1.5 para todos los marcos compuestos diseñados en este trabajo por resistencia y desplazamientos, incluso para los marcos diseñados para ductilidad limitada ( $Q=2$ ). Como se establece en las disposiciones sísmicas AISC 341 (2010) para marcos compuestos especiales, este cálculo incluye el momento adicional en la viga que produce el cortante en la zona de la articulación plástica esperada, así como la sobrerresistencia del material en la viga; por su parte para la columna, se considera la resistencia nominal del material y el efecto de la carga axial,  $P$ , en la columna. Se recomienda que para marcos a momento compuestos diseñados para alta ductilidad (i.e.,  $Q=4$ ) cumplan con esta disposición del capítulo G3 de la norma sísmica AISC 341 (2010).

En la segunda parte de esta investigación, se evaluó el comportamiento sísmico de los seis edificios mediante análisis inelásticos de segundo orden bajo carga estática incremental, utilizando el programa de análisis no-lineal de acceso libre OpenSees (2012). Los marcos fueron modelados para considerar los efectos no lineales del material a través de modelos constitutivos (con valores esperados) reportados en la literatura y calibrados con pruebas experimentales y simulaciones analíticas. Los efectos no lineales geométricos ( $P-\Delta$ ,  $P-\delta$ ) fueron igualmente incluidos a partir de transformaciones geométricas implementadas en OpenSees.

Dentro de los resultados procesados en los análisis inelásticos de los marcos de 3, 6 y 15 niveles se encuentran:

- a) El modelado de todas las secciones transversales por medio de fibras, asignando a cada fibra sus respectivos modelos constitutivos.
- b) Curvas momento-rotación de los elementos estructurales.
- c) Curvas fuerzas lateral - distorsión de piso para los marcos de estudio.
- d) Distorsiones por nivel para cada marco, y para los estados límite de colapso incipiente y fluencia.
- e) Factores de ductilidad,  $Q$ , y factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$ .
- f) Mapeo de articulaciones plásticas para el estado límite de colapso incipiente.

Con base en los resultados obtenidos de los análisis inelásticos de segundo orden, se concluye lo siguiente:

1. Para todos los casos evaluados en este trabajo, la distorsión de entrepiso con la mayor demanda elástica fue siempre mayor que la distorsión límite de 0.004, la cual es restringida en el Apéndice A de las NTC-DS (2004) para no dañar elementos no-estructurales bajo el sismo de servicio. Los análisis de este trabajo indican, que la distorsión límite para que marcos compuestos permanezcan elásticos puede asumirse de 0.005. Sin embargo, se sugiere mayor investigación con configuraciones irregulares para confirmar si este límite es o no adecuado.
2. Para todos los modelos, en los niveles donde se tuvo mayor respuesta inelástica, se presentaron distorsiones últimas asociadas al mecanismo de colapso, mayores al límite establecido (0.015 para  $Q=2$  y 0.030 para  $Q=4$ ) para sismo intenso por el Apéndice A de las NTC-DS (2004). Los análisis de este trabajo indican que la distorsión límite para el estado límite de colapso incipiente de marcos compuestos dúctiles diseñados para  $Q=4$  puede asumirse de 0.040. Sin embargo, se sugiere mayor investigación en donde se evalúe la posibilidad de falla en las conexiones, otras configuraciones irregulares, entre otras, para confirmar si este límite es o no adecuado. La evaluación de las conexiones es importante en los marcos de ductilidad limitada ( $Q=2$ ) en donde las conexiones pueden fallar a rotaciones menores (alrededor de 0.02 rad) en comparación a los marcos dúctiles ( $Q=4$ ) en donde se debe garantizar rotaciones de 0.04 rad.
3. Los límites de distorsión para los estados límite de fluencia y colapso del Apéndice A de las NTC-DS (2004), cubren mejor las distorsiones requeridas que los límites propuestos en las NTC-DS (2004). Ya que, entre otros aspectos, el Apéndice A aporta requerimientos de diseño más aproximados y explícitos de las demandas y suministros de deformación en la estructura.
4. Para los modelos evaluados en este estudio, se observó que el factor de ductilidad,  $Q$ , es dependiente del número de niveles y del periodo de la estructura. Ya que se notó que para los modelos de mayor altura y periodo, el factor se incrementó y en los de menor altura disminuyó; es decir, el factor de ductilidad,  $Q$ , se incrementó conforme creció la altura y el periodo de la estructura.
5. No obstante a que la mitad de los marcos fueron diseñados y detallados para ductilidad limitada ( $Q=2$ ), los análisis muestran que éstos desarrollaron alta ductilidad. Esto se atribuye a su diseño por resistencia y control de desplazamientos para altas demandas de carga lateral. Cabe señalar que los valores reportados en este trabajo no consideran la falla de la conexión, o la pérdida del recubrimiento y el pandeo de las barras de refuerzo, entre otros efectos que pudiesen limitar la ductilidad de estos marcos.
6. Los análisis inelásticos de los marcos diseñados con detallado sísmico confirman que éstos desarrollaron la ductilidad esperada en su diseño. Los resultados de este trabajo confirman que los marcos compuestos dúctiles se debe cumplir con todas las disposiciones sísmicas del AISC 341 (2010) que recomiendan en su capítulo G, para marcos compuestos a momento especiales descritas en la sección 2.3.3. de este trabajo.

7. Los resultados de los análisis inelásticos de este trabajo indican que el factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , es inversamente proporcional con el número de niveles o con el periodo estructural. Se observó que los marcos con periodos bajos (modelos de tres niveles) presentaron valores de sobrerresistencia mayores que los propuestos en el Apéndice A de las NTC- DS (2004), entre 3.5 – 6.5. Por su parte, el factor propuesto por el Apéndice A, de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , resultó más razonable en los modelos de 15 niveles; ya que se obtuvieron valores muy cercanos a los recomendados. Lo anterior sugiere que el valor del factor de sobrerresistencia,  $R$ , sea considerado como función del periodo estructural. Para ello, se sugieren evaluar mayores casos de marcos compuestos para que esta función sea mejor sustentada.
8. Los análisis inelásticos de este trabajo confirman que, para todos los marcos compuestos diseñados y detallados conforme a la norma sísmica del AISC 341 (2010) de este trabajo, los mecanismos de colapso son de “viga débil – columna fuerte”, filosofía que promueve el Apéndice A de las NTC-DS (2004). Las zonas críticas donde se concentraron las demandas inelásticas fueron en las vigas y en las columnas del primer nivel para todos los casos evaluados en este trabajo.

A fin de continuar evaluando el desempeño sísmico en marcos resistentes a momento con columnas compuestas tipo SRC, se recomienda como trabajos futuros realizar un mayor número de análisis elásticos e inelásticos en donde se incluyan:

- (1) Análisis dinámicos incrementales (IDA) con historias de aceleraciones en la base, sometiendo a los marcos compuestos a acelerogramas de sismos intensos; a fin de verificar los resultados obtenidos con los análisis estáticos de este trabajo.
- (2) Evaluar los parámetros de diseño sísmico (i.e.,  $Q$ ,  $R$ ) con efectos, entre otros casos, de irregularidad en planta y elevación. Los marcos desarrollados en este estudio fueron modelados con columnas compuestas de formas regulares y simétricas, sin embargo, el espectro de secciones reales en la práctica es más amplio y, por lo tanto, se recomienda considerar otras configuraciones posibles.
- (3) Análisis de marcos compuestos con otras configuraciones de columnas tipo SRC, en donde se incluyan columnas con dos o más perfiles estructurales de acero y diferentes tipos de armado en el concreto reforzado.
- (4) Modelar en los análisis no lineales la pérdida de la acción compuesta mediante el deslizamiento relativo en la interfaz del perfil estructural de acero y el concreto reforzado de las columnas SRC.
- (5) Incluir en los análisis no lineales la pérdida del recubrimiento del concreto y el pandeo de las barras de refuerzo; debido a la degradación excesiva de resistencia y rigidez de los marcos compuestos.
- (6) Análisis de marcos compuestos con rigidez asistida, por ejemplo, con contravientos concéntricos, excéntricos o restringidos al pandeo, o bien, con muros de rigidez de concreto armado, de placa de acero, o compuestos acero-concreto. Asimismo, marcos con otros dispositivos (e.g., aisladores, disipadores, u otros).



- (7) Modelar en los análisis inelásticos la rigidez de las conexiones viga – columna. La evaluación de las conexiones es importante en los marcos de ductilidad limitada ( $Q=2$ ) en donde las conexiones pueden fallar a rotaciones menores (alrededor de 0.02 rad) en comparación a los marcos dúctiles ( $Q=4$ ) en donde se debe garantizar rotaciones de 0.04 rad. Adicionalmente, se sugiere analizar marcos compuestos con conexiones semirrígidas, o combinaciones de conexiones rígidas y flexibles.

## CAPÍTULO 6.- REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

1. AISC (2005), Specifications for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-05. American Institute of Steel Construction, U.S.A.
2. AISC (2010), Specifications for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-10. American Institute of Steel Construction, U.S.A.
3. AISC (2005b), Seismic Provisions for structural steel buildings. ANSI/AISC 341-05. American Institute of Steel Construction, U.S.A.
4. AISC (2010b), Seismic provisions for structural steel buildings. ANSI/AISC 341-10. American Institute of Steel Construction, U.S.A.
5. AISC (2005c), Commentary on the specifications for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, U.S.A.
6. Arroyo, D. y Terán, A. (2002), Revista de ingeniería sísmica No. 66 73-93, México D.F., pp. 73 - 93.
7. ATC/BSSC (1997). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, applied technology council for building seismic safety council, federal emergency management agency (FEMA Report 273), Washington, D.C. – U.S.A.
8. Chiang, Ch., Liang, Y., Shun, H. y Han, Ch. (2008), "Experimental study on seismic performance of steel beam to SRC column connections", Journal of the Chinese Institute of Engineers - China, vol. 31, no. 2, pp. 239-252 (2008).
9. Denavit, M., Hajjar, J., y León, R. (2011), "Seismic behavior of steel reinforced concrete beam-columns and frames", Structures Congress 2011, U.S.A.
10. Denavit, M. (2009), "Nonlinear seismic analysis of circular concrete-filled steel tube members and frames," M.S. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, U.S.A.
11. Denavit, M. (2010), "Characterization of behavior of composite members and frames and applications for designs," Ph.D. Dissertation Proposal, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, U.S.A.
12. FEMA-355C (2000), "State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., U.S.A., pp. 294-309.
13. Gartner, S. y Hajjar, J. (2006), "Design and evaluation of rectangular concrete filled tube (RCFT) frames for seismic demand assessment". Structural Engineering

- Report No. ST-06-1. Department of Civil Engineering Institute of Technology University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, U.S.A., pp. 13 -25.
14. Godínez, E.A. (2010), "Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo chevrón". Tesis Doctoral, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México D.F., pp. 74 - 102.
  15. Hajjar, J. (2010), "Characterization of behavior of composite frames and applications for desing", Departamento de Ingeniería Ambiental y Civil de la Univesidad de Northeastern, U.S.A., pp. 1-10.
  16. Lange J. y Kurz W. (2011), "Composite buildings in Germany". Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete VI. Tabernash, Colorado, USA. Ed. Leon R., Perea T., Rassati G.A. y Lange J. ASCE.
  17. Mander, J., Priestley, M., y Park, R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete." Journal of Structural Engineering, 114(8), U.S.A., pp.1804-1826.
  18. Martínez-Romero, E. (2003), "Construcción compuesta en edificios altos", VII Simposio Internacional de Estructuras de Acero, México D.F.
  19. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M., y Fenves, G. (2006), "Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual", Report NEES grid-TR 2004-21. Pacific earthquake engineering research, University of California, Berkeley, CA., U.S.A. <http://OpenSEES2012.berkeley.edu>.
  20. Meli, R. (2003), Mexican design practice and codes for composite construction, Baltimore, MD, México D.F., pp. 1-7.
  21. Miranda, E. y Betero, V. (1994), Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant desing, Earthquake Spectra, U.S.A., pp. 357-379.
  22. Morino, S. Uchikoshi, M. y Yamaguchi, I. (2001), Concrete filled steel tube column system – its advantages - Steel Structures. Japón, vol. 1, pp. 33 – 44.
  23. Newmark, N., Hall, W., (1982), "Earthquake spectra and design", California United State of America. Eathquake Engineering Research Institute, U.S.A.
  24. Nishimura, Y., Tsutsui, S., Baba, N., (2004), "Flexural behavior of steel reinforced concrete columns". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, august 1-6, 2004, paper no. 1338.
  25. NTC DS (2004),"Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, D.F. Tomo II, No.103 BIS, octubre.

- 
26. NTC EM (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas", Gaceta Oficial del Distrito Federal, D.F. Tomo I, No.103 BIS, octubre.
  27. OpenSees (2012), "Open system for earthquake engineering simulation," Open source software, <http://OpenSEES2012.berkeley.edu>.
  28. Perea, T. (2010), "Analytical and experimental study on slender concrete-filled steel tube columns and beam-columns", A Ph.D. Thesis Submitted to The Academic Faculty, Georgia Institute of Technology, U.S.A., pp. 18 - 60 , 114 - 199, 206 - 250.
  29. Perea, T. y León, R. (2010), Análisis y diseño de columnas compuestas de acero estructural y concreto reforzado. Universidad Autónoma Metropolitana. 1a. edición, México D.F., pp. 1-111.
  30. Popovics, S. (1973), "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete." Cement and Concrete Research, 3(5),U.S.A., pp. 583–599.
  31. Shen, C., Mamaghani, P., Mizuno, E., y Usami, T. (1995), "Cyclic behavior of structural steels. II: theory," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, U.S.A., pp. 1165-1172.
  32. Tapia, E. (2011), " Comportamiento de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico en suelo blando". Tesis Doctoral, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México D.F., pp. 43 - 75, 80 - 126, 130 - 140.
  33. Tapia, E. y Tena, A. (2011), "Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevrón", Revista de Ingeniería Sísmica No. 84 47-68, pp. 48 – 66, México D.F.
  34. Tapia, E. y Tena, A. (2004), "Estudio comparativo del mecanismo de colapso ante carga sísmica de un edificio regular con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñado según RCDF-04", Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, México, CDRom, noviembre.
  35. Tapia, E. y Tena, A. (2009), "Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo concéntrico", Memorias, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, Puebla, México, CDRom, noviembre.
  36. Tena, A. y Correa, H. (2008), "Evaluación de los criterios de diseño por sismo del RCDF para marcos dúctiles de concreto reforzado", Revista de Ingeniería Sísmica No. 78 73-101, pp. 73 – 101, México D.F.
-

37. Viest, I., Colaco, J., Furlon, R., Griffis, L., León, R. y Wyllie, L. (1997), Composite construction design for buildings, McGraw-Hill, ISBN 0-07-067457-4, U.S.A., pp.4.1-4.51.
38. Weng, C., Yin, Y., Wang, J., Liang, C. y Huang C. (2006), "Experimental investigation on rectangular SRC column with multi-spiral confinement". 4th International Conference on Earthquake Engineering. Taipei, Taiwan - China, October 12-13, 2006, paper no. 49.

---

## **NOTA ACLARATORIA**

Los apéndices se incluyen en formato electrónico en un CD- ROOM adjunto al documento impreso, debido al número excesivo de hojas.

## APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS.

### A1. Cargas Muertas Generales

ANÁLISIS DE CARGA MUERTA	
ENTREPISOS	
Concepto	Peso kg/m <sup>2</sup>
Losera Vinílica (con adhesivo)	15.00
Pegavitro	5.00
Pasta de 5.0cms para nivelar y pegar terrazo	105.00
Losa maciza 6cms sobre la cresta de la losacero	228.00
Losacero sección 4 cal 22	8.00
Plafón tablaroca 1/2", incluye herrajes	20.00
Sobrecarga por instalaciones eléctricas y sanitarias	30.00
Sobrecarga NTC, 20 kg/m2 in situ y 20 kg/m2 firme	40.00
<b>Σ=</b>	<b>436.00</b> Kg/m <sup>2</sup>

ANÁLISIS DE CARGA MUERTA	
AZOTEA	
Concepto	Peso kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza 6cms sobre la cresta de la losacero	246.00
Firme mortero cemento - arena	42.00
Impermeabilización con acabado	30.00
Instalaciones	20.00
Plafón tablaroca 1/2", incluye herrajes	20.00
Sobrecarga por instalaciones eléctricas y sanitarias	30.00
Losacero sección 4 cal 22	8.00
Sobrecarga NTC, 20 kg/m2 in situ y 20 kg/m2 firme	40.00
<b>Σ=</b>	<b>436.00</b> Kg/m <sup>2</sup>

# APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS.

## A.2. Modelos de 3 niveles

EDIFICIO DE 3 NIVELES Q=4							
ENTREPISOS							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	LONGITUD	LONG. TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	18X35		14.00	36.00	504.00	52.09	26,251.07
Trabe Secundarias	14x30		12.00	36.00	432.00	44.64	19,286.50
Peril de Acero	14X99		49.00	3.60	176.40	147.00	25,930.80
Columnas de Concreto	60 X 60	0.36	49.00	3.60	63.50	2,400.00	152,409.60
Barras Acero # 1"	1		49.00	28.00	1,372.00	3.98	5,453.70
Muro Exterior				2.00	288.00	294.00	84,672.00
Muro Interior				3.60	360.00	25.00	9,000.00
Σ=							323,003.68
							323.00
AREA:							1,296.00
Columnas, Vigas, Muros							249.23
C.M.=							436.00
C.V. max (uso tipo oficinas)							250.00
TOTAL=							1,212.06
AZOTEA							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	LONGITUD	LONG. TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	18X35		14.00	36.00	504.00	52.09	26,251.07
Trabe Secundarias	14x30		12.00	36.00	432.00	44.64	19,286.50
Muro Exterior				1.50	216.00	294.00	63,504.00
Σ=							109,041.58
							109.04
AREA:							1,296.00
Columnas, Vigas, Muros							84.14
C.M.=							436.00
C.V. max (uso tipo oficinas)							100.00
TOTAL=							803.70



# APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS.

## A.2. Modelos de 3 niveles

EDIFICIO DE 3 NIVELES Q=2							
ENTREPISOS							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	LONGITUD	LONG. TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	18X35		14.00	36.00	504.00	52.09	26,251.07
Trabe Secundarias	14x30		12.00	36.00	432.00	44.64	19,286.50
Peril de Acero	14X99		49.00	3.60	176.40	147.00	25,930.80
Columnas de Concreto	70 x70	0.49	49.00	3.60	86.44	2,400.00	207,446.40
Barras Acero # 1"	1		49.00	42.00	2,058.00	3.98	8,180.55
Muro Exterior				2.00	288.00	294.00	84,672.00
Muro Interior				3.60	360.00	25.00	9,000.00
Σ=							380,767.33
							380.77
AREA:							1,296.00
Columnas, Vigas, Muros							293.80
C.M.=							436.00
C.V. max (uso tipo oficinas)							250.00
TOTAL=							1,269.82

AZOTEA							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	LONGITUD	LONG. TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	18X35		14.00	36.00	504.00	52.09	26,251.07
Trabe Secundarias	14x30		12.00	36.00	432.00	44.64	19,286.50
Muro Exterior				1.50	216.00	294.00	63,504.00
Σ=							109,041.58
							109.04
AREA:							1,296.00
Columnas, Vigas, Muros							84.14
C.M.=							436.00
C.V. max (uso tipo oficinas)							100.00
TOTAL=							803.70

## APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS.

### A.2. Modelos de 3 niveles

ANÁLISIS DE CARGA MUERTA	
ENTREPISOS	
Concepto	Peso kg/m <sup>2</sup>
Losera Vinílica (con adhesivo)	15.00
Pegavitro	5.00
Pasta de 5.0cms para nivelar y pegar terrazo	105.00
Losa maciza 6cms sobre la cresta de la losacero	228.00
Losacero sección 4 cal 22	8.00
Plafón tablaroca 1/2", incluye herrajes	20.00
Sobrecarga por instalaciones eléctricas y sanitarias	30.00
Sobrecarga NTC, 20 kg/m2 in situ y 20 kg/m2 firme	40.00
<b>Σ=</b>	<b>436.00</b> Kg/m <sup>2</sup>

ANÁLISIS DE CARGA MUERTA	
AZOTEA	
Concepto	Peso kg/m <sup>2</sup>
Losa maciza 6cms sobre la cresta de la losacero	246.00
Firme mortero cemento - arena	42.00
Impermeabilización con acabado	30.00
Instalaciones	20.00
Plafón tablaroca 1/2", incluye herrajes	20.00
Sobrecarga por instalaciones eléctricas y sanitarias	30.00
Losacero sección 4 cal 22	8.00
Sobrecarga NTC, 20 kg/m2 in situ y 20 kg/m2 firme	40.00
<b>Σ=</b>	<b>436.00</b> Kg/m <sup>2</sup>

## APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS.

### A.3. Modelos de 6 niveles

EDIFICIO DE 6 NIVELES Q=4							
ENTREPISOS							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	D	TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	18x60		14.00	36.00	504.00	89.10	44,906.40
Trabe Secundarias	14X34		12.00	36.00	432.00	50.70	21,902.40
Peril de Acero	14X99		49.00	3.60	176.40	147.00	25,930.80
Columnas de Concreto	75 X 75	0.56	49.00	3.60	99.23	2,400.00	238,140.00
Barras Acero # 1 1/4"	1 1/4		49.00	42.00	2,058.00	6.23	12,811.05
Muro Exterior				2.00	288.00	294.00	84,672.00
Muro Interior				3.60	360.00	25.00	9,000.00
Σ=							437,362.65 kg
							437.36 Ton
AREA:							1,296.00 m <sup>2</sup>
Columnas, Vigas, Muros							337.47 Kg/m <sup>2</sup>
C.M.=							436.00 Kg/m <sup>2</sup>
C.V. max (uso tipo oficinas)							250.00 Kg/m <sup>2</sup>
TOTAL=							1,326.42 Kg/m <sup>2</sup>

AZOTEA							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	D	TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	18x60		14.00	36.00	504.00	89.10	44,906.40
Trabe Secundarias	14X34		12.00	36.00	432.00	50.70	21,902.40
Muro Exterior				1.50	216.00	294.00	63,504.00
Σ=							130,312.80 kg
							130.31 Ton
AREA:							1,296.00 m <sup>2</sup>
Columnas, Vigas, Muros							100.55 Kg/m <sup>2</sup>
C.M.=							436.00 Kg/m <sup>2</sup>
C.V. max (uso tipo oficinas)							100.00 Kg/m <sup>2</sup>
TOTAL=							824.97 Kg/m <sup>2</sup>

## APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS.

### A.3. Modelos de 6 niveles

EDIFICIO DE 6 NIVELES Q=2							
ENTREPISOS							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	D	TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	18x60		14.00	36.00	504.00	89.10	44,906.40
Trabe Secundarias	14X34		12.00	36.00	432.00	50.70	21,902.40
Peril de Acero	14X99		49.00	3.60	176.40	147.00	25,930.80
Columnas de Concreto	80 x 80	0.81	49.00	3.60	142.88	2,400.00	342,921.60
Barras Acero # 1 1/4"	1 1/4		49.00	56.00	2,744.00	6.23	17,081.40
Muro Exterior				2.00	288.00	294.00	84,672.00
Muro Interior				3.60	360.00	25.00	9,000.00
Σ=							546,414.60
							546.41
AREA:							1,296.00
Columnas, Vigas, Muros							421.62
C.M.=							436.00
C.V. max (uso tipo oficinas)							250.00
TOTAL=							1,435.47

AZOTEA							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	D	TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	18x60		14.00	36.00	504.00	89.10	44,906.40
Trabe Secundarias	14X34		12.00	36.00	432.00	50.70	21,902.40
Muro Exterior				1.50	216.00	294.00	63,504.00
Σ=							130,312.80
							130.31
AREA:							1,296.00
Columnas, Vigas, Muros							100.55
C.M.=							436.00
C.V. max (uso tipo oficinas)							100.00
TOTAL=							824.97

## APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS.

### A.4. Modelos de 15 niveles

EDIFICIO DE 15 NIVELES Q=4							
ENTREPISOS							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	LONGITUD	LONG. TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	24x55		14.00	36.00	504.00	92.27	46,501.90
Trabe Secundarias	18X35		12.00	36.00	432.00	52.09	22,500.92
Peril de Acero	14X159		49.00	3.60	176.40	236.57	41,730.93
Columnas de Concreto	90 x 90	0.81	49.00	3.60	142.88	2,400.00	342,921.60
Barras Acero # 1 1/4"	1 1/4		49.00	56.00	2,744.00	6.23	17,081.40
Muro Exterior				2.00	288.00	294.00	84,672.00
Muro Interior				3.60	360.00	25.00	9,000.00
Σ=							564,408.74 kg
							564.41 Ton
AREA:							1,296.00 m <sup>2</sup>
Columnas, Vigas, Muros							435.50 Kg/m <sup>2</sup>
C.M.=							436.00 Kg/m <sup>2</sup>
C.V. max (uso tipo oficinas)							250.00 Kg/m <sup>2</sup>
TOTAL=							1,453.46 Kg/m <sup>2</sup>
AZOTEA							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	LONGITUD	LONG. TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	24x55		14.00	36.00	504.00	92.27	46,501.90
Trabe Secundarias	18X35		12.00	36.00	432.00	52.09	22,500.92
Muro Exterior				1.50	216.00	294.00	63,504.00
Σ=							132,506.82 kg
							132.51 Ton
AREA:							1,296.00 m <sup>2</sup>
Columnas, Vigas, Muros							102.24 Kg/m <sup>2</sup>
C.M.=							436.00 Kg/m <sup>2</sup>
C.V. max (uso tipo oficinas)							100.00 Kg/m <sup>2</sup>
TOTAL=							827.16 Kg/m <sup>2</sup>

## APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS.

### A.4. Modelos de 15 niveles

EDIFICIO DE 15 NIVELES Q=2							
ENTREPISOS							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	LONGITUD	LONG. TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	24x55		14.00	36.00	504.00	92.27	46,501.90
Trabe Secundarias	18X35		12.00	36.00	432.00	52.09	22,500.92
Peril de Acero	14X159		49.00	3.60	176.40	236.57	41,730.93
Columnas de Concreto	100 X 100	1.00	49.00	3.60	176.40	2,400.00	423,360.00
Barras Acero # 1 1/2"	1 1/2"		49.00	56.00	2,744.00	8.94	24,525.87
Muro Exterior				2.00	288.00	294.00	84,672.00
Muro Interior				3.60	360.00	25.00	9,000.00
Σ=							652,291.62
							652.29
AREA:							1,296.00
Columnas, Vigas, Muros							503.31
C.M.=							436.00
C.V. max (uso tipo oficinas)							250.00
TOTAL=							1,541.35

AZOTEA							
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TAMAÑO	ÁREA	CANTIDAD	LONGITUD	LONG. TOTAL	PESO	TOTAL
	cm	m <sup>2</sup>	pzas.	ml	ml	kg/m	kg
Trabe Principales	24x55		14.00	36.00	504.00	92.27	46,501.90
Trabe Secundarias	18X35		12.00	36.00	432.00	52.09	22,500.92
Muro Exterior				1.50	216.00	294.00	63,504.00
Σ=							132,506.82
							132.51
AREA:							1,296.00
Columnas, Vigas, Muros							102.24
C.M.=							436.00
C.V. max (uso tipo oficinas)							100.00
TOTAL=							827.16

## APÉNDICE B. CÁLCULO DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS $EI$ A FLEXIÓN PARA COLUMNAS SRC, DE ACUERDO AL EUROCODIGO 4

### B.1. Modelo de 3 niveles $Q=4$ .

#### Perfil W 14 x 99

##### Propiedades Geométricas

$A_s =$	29.1000	in <sup>2</sup>
$d =$	14.1600	in
$t_w =$	0.4850	in
$b_f =$	14.5650	in
$t_f =$	0.7800	in
$A_s$ (alma)=	6.111	in <sup>2</sup>
$r_{mx} =$	6.170	in
$r_{my} =$	3.710	in

$I_x =$	1,110.00	in <sup>4</sup>
$r_x =$	6.17	in
$I_y =$	402.00	in <sup>4</sup>
$r_y =$	3.71	in
$h =$	12.60	in
$Z_x =$	173.00	in <sup>3</sup>
$Z_y =$	83.60	in <sup>3</sup>
$Z_y =$	83.60	in <sup>3</sup>
$A_s$ (patin)=	11.361	in <sup>2</sup>

Considerando los efectos de segundos:

$$(EI)_{eff,II} = k_0 (E_a I_a + E_s I_s + k_{e,II} E_{cm} I_c)$$

Donde:

$$K_0 = 0.9$$

$$K_{e,II} = 0.5$$

Acero	
$E_a =$	2,040,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero} =$	25,172.32 cm <sup>4</sup>

Acero de Refuerzo	
$E_a =$	2,040,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero \text{ refuerzo}} =$	25,172.32 cm <sup>4</sup>

Concreto	
$E_c =$	221,359.44
<b>BASE=</b>	60 cm
<b>ALTURA=</b>	60 cm
$f'_c =$	250 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{CONCRETO} =$	1,080,000.00 cm <sup>4</sup>

POR LO TANTO LA RIGIDEZ EFECTIVA, ES LA SIGUIENTE:

ACERO	51,351,534,264.16
CONCRETO NO AGRIETADO	1.19534E+11
REFUERZO LONGITUDINAL	51,351,534,264.16

$$EI_{eff,II} = 2.0001E+11$$

DESPEJAMOS  $E$  CON  $I$  DEL CONCRETO

$$E = 185,197.64 \text{ kg/cm}^2$$

## APÉNDICE B. CÁLCULO DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS $EI$ A FLEXIÓN PARA COLUMNAS SRC, DE ACUERDO AL EUROCODIGO 4

### B.2. Modelo de 3 niveles $Q=2$ .

#### Perfil W 14 x 99

##### Propiedades Geométricas

As=	29.1000	in <sup>2</sup>
d =	14.1600	in
t <sub>w</sub> =	0.4850	in
b <sub>f</sub> =	14.5650	in
t <sub>f</sub> =	0.7800	in
As (alma)=	6.111	in <sup>2</sup>
r <sub>mx</sub> =	6.170	in
r <sub>my</sub> =	3.710	in

I <sub>x</sub> =	1,110.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	in
I <sub>y</sub> =	402.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	3.71	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	173.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>
As (patin)=	11.361	in <sup>2</sup>

Considerando los efectos de segundo orden:

$$(EI)_{eff,II} = k_0 (E_a I_a + E_s I_s + k_{e,II} E_{cm} I_c)$$

Donde:  $K_0 = 0.9$

$K_{e,II} = 0.5$

Acero	
E <sub>a</sub> =	2,040,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
I <sub>acero</sub> =	25,172.32 cm <sup>4</sup>

Acero de Refuerzo	
E <sub>a</sub> =	2,040,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
I <sub>acero refuerzo</sub> =	46,201.69 cm <sup>4</sup>

Concreto	
E <sub>c</sub> =	221,359.44
BASE=	70 cm
ALTURA=	70 cm
f'c=	250 kg/cm <sup>2</sup>
I <sub>CONCRETO</sub> =	2,000,833.33 cm <sup>4</sup>

POR LO TANTO LA RIGIDEZ EFECTIVA, ES LA SIGUIENTE:

ACERO	51,351,534,264.16
CONCRETO NO AGRIETADO	2.21452E+11
REFUERZO LONGITUDINAL	94,251,444,012.86

$EI_{eff,II} = 3.3035E+11$

DESPEJAMOS E CON I DEL CONCRETO

$E = 165,105.80$  kg/cm<sup>2</sup>



## APÉNDICE B. CÁLCULO DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS $EI$ A FLEXIÓN PARA COLUMNAS SRC, DE ACUERDO AL EUROCODIGO 4

### B.3. Modelo de 6 niveles $Q=4$ .

#### Perfil W 14 x 99

#### Propiedades Geométricas

$A_s =$	46.7000	in <sup>2</sup>
$d =$	14.9800	in
$t_w =$	0.7450	in
$b_f =$	15.5650	in
$t_f =$	1.1900	in
$A_s$ (alma)=	9.387	in <sup>2</sup>
$r_{mx} =$	6.380	in
$r_{my} =$	4.000	in

$I_x =$	1,900.00	in <sup>4</sup>
$r_x =$	6.38	in
$I_y =$	748.00	in <sup>4</sup>
$r_y =$	4.00	in
$h =$	12.60	in
$Z_x =$	287.00	in <sup>3</sup>
$Z_y =$	146.00	in <sup>3</sup>
$Z_y =$	146.00	in <sup>3</sup>
$A_s$ (patin)=	18.522	in <sup>2</sup>

Considerando los efectos de segundos:

$$(EI)_{eff,II} = k_0 (E_a I_a + E_s I_s + k_{e,II} E_{cm} I_c)$$

Donde:

$$K_0 = 0.9$$

$$K_{e,II} = 0.5$$

Acero	
$E_a =$	2,040,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero} =$	79,083.97 cm <sup>4</sup>

Acero de Refuerzo	
$E_a =$	2,040,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero\ refuerzo} =$	131,892.12 cm <sup>4</sup>

Concreto	
$E_c =$	261,916.02
<b>BASE=</b>	75 cm
<b>ALTURA=</b>	75 cm
$f'c =$	350 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{CONCRETO} =$	2,636,718.75 cm <sup>4</sup>

POR LO TANTO LA RIGIDEZ EFECTIVA, ES LA SIGUIENTE:

ACERO	161,331,300,562.56
CONCRETO NO AGRIETADO	3.45299E+11
REFUERZO LONGITUDINAL	269,059,930,673.53

$$EI_{eff,II} = 698,121,601,027.65$$

DESPEJAMOS E CON I DEL CONCRETO

$$E = 264,769.08 \text{ kg/cm}^2$$

## APÉNDICE B. CÁLCULO DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS $EI$ A FLEXIÓN PARA COLUMNAS SRC, DE ACUERDO AL EUROCODIGO 4

### B.4. Modelo de 6 niveles $Q=2$ .

Perfil W 14 x 99

#### Propiedades Geométricas

$A_s =$	46.7000	in <sup>2</sup>
$d =$	14.9800	in
$t_w =$	0.7450	in
$b_f =$	15.5650	in
$t_f =$	1.1900	in
$A_s$ (alma)=	9.387	in <sup>2</sup>
$r_{mx} =$	6.380	in
$r_{my} =$	4.000	in

$I_x =$	1,900.00	in <sup>4</sup>
$r_x =$	6.38	in
$I_y =$	748.00	in <sup>4</sup>
$r_y =$	4.00	in
$h =$	12.60	in
$Z_x =$	287.00	in <sup>3</sup>
$Z_y =$	146.00	in <sup>3</sup>
$Z_y =$	146.00	in <sup>3</sup>
$A_s$ (patin)=	18.522	in <sup>2</sup>

Considerando los efectos de segundos:

$$(EI)_{eff,II} = k_0 (E_a I_a + E_s I_s + k_{e,II} E_{cm} I_c)$$

Donde:

$K_0 =$  0.9

$K_{e,II} =$  0.5

Acero	
$E_a =$	2,040,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero} =$	79,083.97 cm <sup>4</sup>

Acero de Refuerzo	
$E_a =$	2,040,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero\ refuerzo} =$	201,883.05 cm <sup>4</sup>

Concreto	
$E_c =$	261,916.02
<b>BASE=</b>	80 cm
<b>ALTURA=</b>	80 cm
$f'c =$	350 kg/cm <sup>2</sup>
$I_{CONCRETO} =$	3,413,333.33 cm <sup>4</sup>

POR LO TANTO LA RIGIDEZ EFECTIVA, ES LA SIGUIENTE:

ACERO	161,331,300,562.56
CONCRETO NO AGRIETADO	4.47003E+11
REFUERZO LONGITUDINAL	411,841,415,525.95

$EI_{eff,II} =$  918,158,446,705.59

DESPEJAMOS E CON I DEL CONCRETO

$E =$  268,991.73 kg/cm<sup>2</sup>

## APÉNDICE B. CÁLCULO DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS $EI$ A FLEXIÓN PARA COLUMNAS SRC, DE ACUERDO AL EUROCODIGO 4

### B.5. Modelo de 15 niveles $Q=4$ .

#### Perfil W 14 x 159

#### Propiedades Geométricas

$A_s =$	46.7000	in <sup>2</sup>	$I_x =$	1,900.00	in <sup>4</sup>
$d =$	14.9800	in	$r_x =$	6.38	in
$t_w =$	0.7450	in	$I_y =$	748.00	in <sup>4</sup>
$b_f =$	15.5650	in	$r_y =$	4.00	in
$t_f =$	1.1900	in	$h =$	12.60	in
$A_s$ (alma) =	9.387	in <sup>2</sup>	$Z_x =$	287.00	in <sup>3</sup>
$r_{mx} =$	0.000	in	$Z_y =$	146.00	in <sup>3</sup>
$r_{my} =$	0.000	in	$Z_y =$	146.00	in <sup>3</sup>
$r_{mx} =$	6.380	in	$A_s$ (patin) =	18.522	in <sup>2</sup>
$r_{my} =$	4.000	in			

Considerando los efectos de segundos:

$$(EI)_{eff, II} = k_0 (E_a I_a + E_s I_s + k_{e, II} E_{cm} I_c)$$

Donde:

$$K_0 = 0.9$$

$$K_{e, II} = 0.5$$

#### Acero Perfil

$E_a =$	2,040,000.00	kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero} =$	79,083.97	cm <sup>4</sup>

#### Acero de Refuerzo

$E_a =$	2,040,000.00	kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero \text{ refuerzo}} =$	204,405.20	cm <sup>4</sup>

#### Concreto

$E_c =$	261,916.02	
---------	------------	--

<b>BASE =</b>	90	cm
<b>ALTURA =</b>	90	cm
$f'_c =$	350	kg/cm <sup>2</sup>
$I_{CONCRETO} =$	5,467,500.00	cm <sup>4</sup>

POR LO TANTO LA RIGIDEZ EFECTIVA, ES LA SIGUIENTE:

ACERO	161,331,300,562.56
CONCRETO NO AGRIETADO	7.16013E+11
EFUERZO LONGITUDINAL	416,986,608,887.57

$$EI_{eff, II} = 1,164,897,739,013.99$$

DESPEJAMOS  $E$  CON  $I$  DEL CONCRETO

$$E = 213,058.57 \text{ kg/cm}^2$$

## APÉNDICE B. CÁLCULO DE LAS RIGIDECES EFECTIVAS $EI$ A FLEXIÓN PARA COLUMNAS SRC, DE ACUERDO AL EUROCODIGO 4

### B.6. Modelo de 15 niveles $Q=2$ .

#### Perfil W 14 x 159

#### Propiedades Geométricas

$A_s =$	46.7000	in <sup>2</sup>	$I_x =$	1,900.00	in <sup>4</sup>
$d =$	14.9800	in	$r_x =$	6.38	in
$t_w =$	0.7450	in	$I_y =$	748.00	in <sup>4</sup>
$b_f =$	15.5650	in	$r_y =$	4.00	in
$t_f =$	1.1900	in	$h =$	12.60	in
$A_s$ (alma) =	9.387	in <sup>2</sup>	$Z_x =$	287.00	in <sup>3</sup>
$r_{mx} =$	0.000	in	$Z_y =$	146.00	in <sup>3</sup>
$r_{my} =$	0.000	in	$Z_y =$	146.00	in <sup>3</sup>
$r_{mx} =$	6.380	in	$A_s$ (patin) =	18.522	in <sup>2</sup>
$r_{my} =$	4.000	in			

Considerando los efectos de segundos:

$$(EI)_{eff, II} = k_0 (E_a I_a + E_s I_s + k_{e, II} E_{cm} I_c)$$

Donde:

$$K_0 = 0.9$$

$$K_{e, II} = 0.5$$

#### Acero Perfil

$E_a =$	2,040,000.00	kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero} =$	79,083.97	cm <sup>4</sup>

#### Acero de Refuerzo

$E_a =$	2,040,000.00	kg/cm <sup>2</sup>
$I_{acero \text{ refuerzo}} =$	368,098.22	cm <sup>4</sup>

#### Concreto

$E_c =$	261,916.02
---------	------------

$$BASE = 100 \text{ cm}$$

$$ALTURA = 100 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{CONCRETO} = 8,333,333.33 \text{ cm}^4$$

POR LO TANTO LA RIGIDEZ EFECTIVA, ES LA SIGUIENTE:

ACERO	161,331,300,562.56
CONCRETO NO AGRIETADO	1.09132E+12
EFUERZO LONGITUDINAL	750,920,370,919.60

$$EI_{eff, II} = 1,803,211,568,362.10$$

DESPEJAMOS  $E$  CON  $I$  DEL CONCRETO

$$E = 216,385.39 \text{ kg/cm}^2$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

#### REVISION DE COLUMNAS SRC - AISC 2005

Pu=	151.26	kips
Mu <sub>x</sub> =	108.57	Kips-ft
Mu <sub>y</sub> =	65.16	Kips-ft
Longitud=	11.81	ft
k=	1.00	Según Apéndice 7

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 99  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi

#### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 99	

As=	29.10	in <sup>2</sup>
d =	14.16	in
t <sub>w</sub> =	0.49	in
b <sub>f</sub> =	14.57	in
t <sub>f</sub> =	0.78	in

I <sub>x</sub> =	1110.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	in
I <sub>y</sub> =	402.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	3.71	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	173.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 9.34

#### Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t<sub>w</sub> = 25.98

#### Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

#### CONCRETO

$f'_c$ =	3.55	ksi
$E_c$ =	3900.00	ksi
recubrimiento=	2.00	in
aración ETABS=	2.50	in
aración ETABS=	0.06	m

$H_1=B$ =	23.62	in
$H_2=H$ =	23.62	in
$H_1$ efectivo=	19.62	in
$A_{cg}$ =	557.90	in <sup>2</sup>
$I_{cg}$ =	25938.11	in <sup>4</sup>

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt}$ =	60.00	ksi
$f_u$ =	65.00	ksi
separación mín.=	2.00	in
entre varillas		

	Díam en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.00	4.00	3.14	302.38
$d_{varinf}$	1.00	4.00	3.14	302.38
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			6.28	604.77

$$\Sigma Asr = 6.28 \text{ in}^2$$

$$\Sigma Isr = \Sigma (\pi r^4)/4 + Ad^2 = 604.77 \text{ in}^4$$

#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$ de Varillas en octavos=	1/2	in
separación1 de los estribos según Sección 7.3 NTC EC =	3.94	in
separación2 de los estribos según Sección 7.3 NTC EC =	11.81	in
No. De Caras que resisten el cortante =	4.00	
# de estribos=	36.00	
$A_{se}$ =	0.79	in <sup>2</sup>
<b>Asc Shear Studs (1/2") =</b>	0.20	in <sup>2</sup>
la fza exterior se aplica direct 1) sobre el perfil, 2) sobre elconcre	2.00	

#### CONCRETO

$$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr} = 522.52 \text{ in}^2$$

$$I_c = I_{cg} - I_s - I_{sr} = 24931.34 \text{ in}^4$$

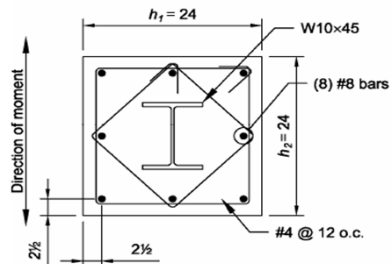
#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente.  
 Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

3.- Verificación de:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

$$A_s = 29.10 \text{ in}^2$$

$$0.01 A_g = 5.58 \text{ in}^2$$

es correcto

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a 0.009 in<sup>2</sup> por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.20 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.004$$

$$A_{sr}/A_g = 0.01$$

correcto

6.- Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2}'' d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}''$  (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2}'' * d_b = 1.50$$

$$1.5 \text{ plg.} = 1.50$$

$$\text{La mayor de las 2} = 1.50$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = 151.26 \text{ kips}$$

#### EJE X-X (EJE FUERTE)

Determinación de la resistencia a compresión disponible y el momento resistente:

PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yt} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_o = 3408.70 \text{ kips}$$

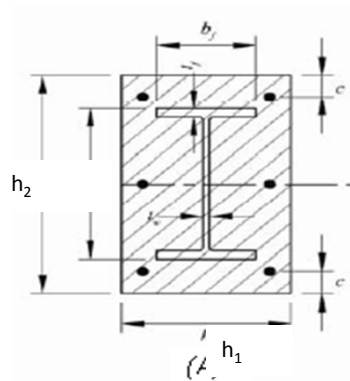
$$M_A = 0.00$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.21$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 40845897.19 \text{ kips-in}^2$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

Por lo que:

$$\text{Carga Crítica de Pandeo } Pe = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$Pe = 20068.30$$

$$Po/Pe = 0.17$$

$$0.44 Po = 1499.83$$

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 Po$ :  $P_n = Po \left[ 0.658 \right]^{\frac{Po}{Pe}}$

b) Cuando  $Pe \leq 0.44 Po$ :  $P_n = 0.877 * Pe$

$$P_{nA} = 3174.78$$

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = 788.35 \text{ kips}$$

$$Z_s = 173.00 \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje X

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = 53.93 \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = 3067.49 \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = 16514.08 \text{ k-in}$$

$$M_D = 1376.17 \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$Pe = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$Pe = 20068.30$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$P_o/P_e = 0.17$$

$$0.44 P_D = 346.88$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_D [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nD} = 734.25 \text{ kips}$$

PUNTO B ( $P_B$ ) Para $h_n$ en el patín	$\left( \left( \frac{d}{2} \right) - t_f \right) < h_n \leq \frac{d}{2}$	$(d/2 - t_f) = 6.30$
		$(d/2) = 7.08$

$$h_n = \frac{0.85 f' c (A_c + A_s - d b_f + A_{srs}) - 2 F_y (A_s - d b_f) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f' c (h_1 - b_f) + 2 f_y b_f]}$$

$$h_n = 6.29 \text{ in}$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

$$Z_{sn} = 19.03 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1^2 h_n - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 915.26 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f' c)$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-in}$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  debajo del patín

ESTA

$$h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$$

$$h_n = \frac{0.85 f' c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f' c (h_1 - t_w) + 2 f_y t_w]}$$

$$h_n = 6.23 \text{ in}$$

$$(d/2 - t_f) = 6.30$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$Z_{sn} = t_w h_n^2$$

$$z_{sn} = 18.84 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$z_{cn} = 898.68 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = 14216.19 \text{ k-in}$$

$$M_B = 1184.68 \text{ k-ft}$$

Para  $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$   $h_n \geq \frac{d}{2}$

$$h_n = -8.74 \text{ in}$$

$$(d/2) = 7.08$$

$$Z_{sn} = Z_{sx}$$

$$z_{sn} = 173.00 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$z_{cn} = 1630.19 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-in}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:  $M_B = \boxed{14216.19} \text{ k-in}$

ESTA POR DEBAJO

DEL PATIN  $M_B = \boxed{1184.68} \text{ k-ft}$

**PUNTO C ( $M_C = M_B * P_C = 0.85 * f'_c * A_c$ )**

$$P_C = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = \boxed{1576.71} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{1184.68} \text{ k-ft}$$

Por lo que:  $P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$P_e = \boxed{20068.30}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.17}$$

$$0.44 P_c = \boxed{693.75}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_c [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_c [0.658]^{P_o/P_e} \quad P_{nc} = \boxed{1468.51} \text{ kips}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

#### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$\Phi_c =$	0.75		$\Phi_b =$	0.90
$P_u =$	151.26	kips		
$\Phi_c P_{nA} =$	2381.08	kips		
$\Phi_b M_{nA} =$	0.00	k-ft		
$\Phi_c P_{nB} =$	0.00	kips		
$\Phi_b M_{nB} =$	1066.21	k-ft		
$\Phi_c P_{nC} =$	1101.38	kips		
$\Phi_b M_{nC} =$	1066.21	k-ft		
$\Phi_c P_{nD} =$	550.69	kips		
$\Phi_b M_{nD} =$	1238.56	k-ft		

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**IR A LA FORM** OK

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$-0.74 + 0.06 \leq$$

$$-0.68 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

#### SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

If  $P_r < P_c$

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

If  $P_r \geq P_c$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

#### FÓRMULA 2

$$\frac{0.10}{0.16} + \frac{0.06}{1.00} \leq$$

**CORRECTO**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

#### EJE Y-Y (DÉBIL)

h1= 23.62

h2= 23.62

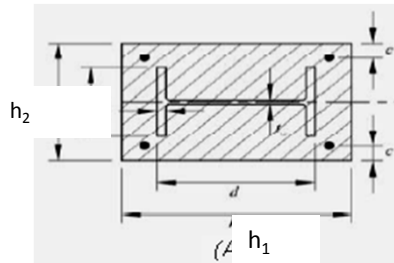
#### PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{y_r} + 0.85 A_c f'_c$$

$$A_c = h_1 \cdot h_2 - A_s - A_{sr}$$

A <sub>c</sub> =	522.52
P <sub>o</sub> =	3408.70 kips
M <sub>A</sub> =	0.00



$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

C<sub>1</sub>= 0.21

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

Ei<sub>eff</sub>= 40845897.19 kips-in<sup>2</sup>

Por lo que:  $Pe = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

Pe= 20068.30

Po/Pe= 0.17

0.44 Po= 1499.83

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 Po$ :  $P_n = P_o \left[ 0.658 \right]^{P_o/Pe}$

b) Cuando  $Pe \leq 0.44 Po$ :  $P_n = 0.877 * Pe$

P<sub>nA</sub>= 3174.78

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

P <sub>D</sub> =	788.35 kips
Z <sub>s</sub> =	83.60 kips

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje Y

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{c}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = \boxed{63.77} \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = \boxed{3147.05} \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = \boxed{12754.57} \text{ k-in}$$

$$M_D = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} = \boxed{8} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \boxed{20068.30}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.17}$$

$$0.44 P_D = \boxed{346.88}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_D [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nD} = \boxed{734.25} \text{ kips}$$

#### PUNTO B ( $P_B=0$ )

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n \leq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2t_f b_f) - 2F_y (A_s - 2t_f b_f)}{2[4t_f F_y + (h_1 - 2t_f) 0.85 f'_c]}$$

$$h_n = \boxed{-0.74} \text{ in}$$

$$b_f/2 = \boxed{7.28} \text{ correcto}$$

$$Z_{sn} = Z_s - 2t_f \left( \frac{b_f}{2} + h_n \right) \left( \frac{b_f}{2} - h_n \right)$$

$$Z_s = \boxed{83.60}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$Z_{sn} = 1.72 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 11.17 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'c)$$

$$M_B = 12651.88 \text{ k-in}$$

$$M_B = 1054.32 \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'c h_1]}$$

$$h_n \geq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = -8.74 \text{ in}$$

$$(d/2) = 7.08$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{sn} = 83.60 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'c)$$

$$Z_{cn} = -70.71 \text{ in}^3$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = \boxed{12651.88} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{1054.32} \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_c = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = \boxed{1576.71} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{1054.32} \text{ k-ft}$$

Por lo que:  $P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right] \frac{P_o}{P_e}$$

$$P_e = \boxed{20068.30}$$

$$P_n = 0.877 * P_e$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.17}$$

$$0.44 P_c = \boxed{693.75}$$

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right] \frac{P_o}{P_e} \downarrow P_o:$$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :

$$P_E = A_s F_y + \underbrace{(0.85 f'_c) \left[ A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{SR}}{2} \right]}$$

PUNTO E

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_E = \boxed{2718.50} \text{ kips}$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

Por lo que:

$$P_e = \boxed{20068.30}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.17}$$

$$0.44 P_e = \boxed{1196.14}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_e \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_e \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}} \quad P_{nE} = \boxed{2531.94} \text{ kips}$$

$$Z_{se} = \boxed{83.60}$$

$$Z_{CE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{SE}$$

$$Z_{CE} = \boxed{1169.08}$$

$$M_E = M_D - Z_{se} F_y - \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_E = \boxed{6810.72} \text{ k-in}$$

$$M_E = \boxed{567.56} \text{ k-ft}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

#### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$P_u = 151.26 \text{ kips}$$

$$\phi_c P_{nA} = 2381.08 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nA} = 0.00 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nB} = 0.00 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nB} = 11386.69 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nC} = 1101.38 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nC} = 948.89 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nD} = 550.69 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nD} = 956.59 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nE} = 1898.96 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nE} = 510.80 \text{ k-ft}$$

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**ECUACION 2 CI4**

$$-0.67 \leq 1.00$$

$$-0.67 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4.

#### RESUMEN

#### SI ES ECUACIÓN 1

PG 33 AISC 2005

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$\frac{-0.74}{-0.57} \leq \frac{0.10}{1.00} + 0.07$$

$$\frac{-0.57}{-0.57} \leq \frac{1.00}{1.00} + 0.07$$

**CORRECTO**

#### SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

If  $P_r < P_C$

$$\frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1$$

If  $P_r \geq P_C$

$$\frac{P_r - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1$$

$$\frac{0.11}{0.18} \leq \frac{0.07}{1.00} + 1.00$$

**CORRECTO**

#### CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE PARA SER TRANSFERIDA:

##### A) CUANDO LA FZA CORTANTE EXTERIOR SE APLICA DIRECT. AL CONCRETO

$$V = P_u / \phi_c = 201.68 \text{ kips}$$

$$V' = V (A_s F_y / P_o) = 86.08$$

Cálculo de la Resistencia Nominal de 1 Shear Stud Connector

$$A_{sc} = 2.00$$

$$0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} = 117.66$$

$$A_{sc} F_u = 130.00$$

Por lo tanto usamos la sig Q: 117.66

Cálculo del número de studs requeridos para transferir la fza cortante total

$$V' / Q_n = 0.73$$

Redondeando a un # par, para dos caras

0.37

Determinación de los espacios para los shear studs

$$\text{Long. De la Columna en in} = 168.00 \text{ in}$$

$$\text{Máx. espaciamento:} = 1.00 \text{ in}$$

Determinación de la long. De los studs para los patines

$$(dc - dst) / 2 - 3 \text{ in} = 23.62$$

# APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4.

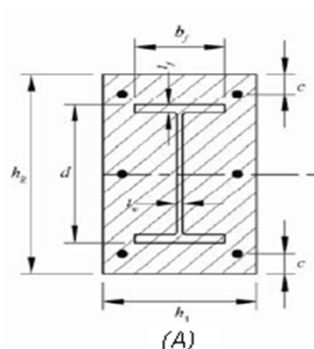
### REVISION DE COLUMNAS SRC - NTC EM 2004

Pu=	68.61	ton	=	151.26	kips
Mux =	15.01	ton - m	=	1302.88	kips-in
Muy =	9.01	ton - m	=	781.93	kips-in
Vu=	6.25	ton	=	13.78	kips
Longitud=	3.60	m	=	141.73	in
$k_x$ =	1.00				
$k_y$ =	1.00				

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 99  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi



#### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 99	

As=	29.10	in <sup>2</sup>
d =	14.16	in
t <sub>w</sub> =	0.49	in
b <sub>f</sub> =	14.57	in
t <sub>f</sub> =	0.78	in
As (alma)=	6.11	in <sup>2</sup>
r <sub>mx</sub> =	7.09	in
r <sub>my</sub> =	7.09	in
r <sub>mx</sub> =	7.09	in
r <sub>my</sub> =	7.09	in

I <sub>x</sub> =	1110.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	in
I <sub>y</sub> =	402.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	3.71	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	173.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>
As (patin)=	11.36	in <sup>2</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 9.34

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t= 25.98

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

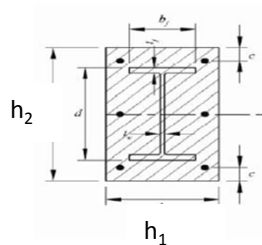
$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4.

#### CONCRETO

$f'_c$ =	3.55	ksi
$E_c$ =	3145.86	ksi
recubrimiento=	2.19	in
$r_{cy}$	2.69	in
$r_{cx}$	2.69	in
$C_{ry}$	3.19	in



$H_1=B$ =	23.62	in
$H_2=H$ =	23.62	in
H efectivo=	19.24	in
$A_{cg}$ =	557.90	in <sup>2</sup>
$I_{cg}$ =	25938.11	in <sup>4</sup>

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt}$ =	60.00	ksi
separación min.=	1.50	in

entre varillas

usar el mismo diam.

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.00	4.00	3.14	290.85
$d_{varinf}$	1.00	4.00	3.14	290.85
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			6.28	581.70

Area por cara

$\Sigma A_{sr}$ =	6.28	in <sup>2</sup>
$\Sigma I_{sr} = \Sigma (\pi r^4)/4 + A d^2$ =	581.70	in <sup>4</sup>

#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$  de Varillas en octavos= 0.50 in

separación de los estribos según Sección 7.3 NTC EC = 11.81 in 30.00

No. De Caras que resisten el cortante = 4.00

# de estribos= 3.66

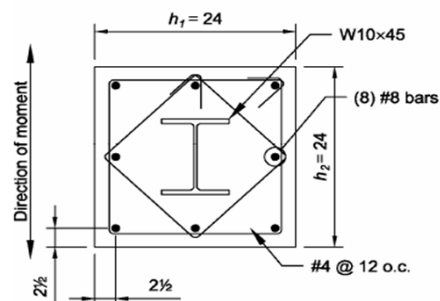
$A_{se}$  = 0.79 in<sup>2</sup>

#### CONCRETO

$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr}$

$I_c = I_{cg} - I_s -$

$A_c$ =	522.52	in <sup>2</sup>
$I_c$ =	24954.41	in <sup>4</sup>



#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:

Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4.

3.- Verificación de:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

As= 29.10 in<sup>2</sup>  
0.01 Ag= 5.58 in<sup>2</sup>

es correcto

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a 0.009 in<sup>2</sup> por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.07 > 0.01$$

correcto

5.-  $\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$

$\rho_{sr} = 0.00$   
 $A_{sr}/A_g = 0.01$

correcto

6.-Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2} d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}$ " (el mayor de los dos).

$1 \frac{1}{2} " * d_b = 1.50$   
 $1.5 \text{ plg.} = 1.50$   
La mayor de las 2 = 1.50

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$P_u = 68.61$  kips

$(KL/r)_{cr} = 20.00$

$A_c = h_1 * h_2 - (A_a + A_r) = 522.52$  in<sup>2</sup>

$F_{my} = F_y + 0.7 F_{yr} (A_r/A_a) + 0.6 f'_c (A_c/A_g) = 97.31$  ksi

$E_c = 14\,000 * \text{raiz } f'_c = 3145.86$  ksi

$E_m = E + 0.2 E_c (A_c/A_a) = 40297.45$  ksi

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$\lambda_c = \frac{K L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} =$$

$$\lambda_c = 0.31$$

correcto

Por lo que:

**Resistencia a compresión**

$$F_{cr} = [0.658]^{\lambda_c^2} F_{my} =$$

$$F_{cr} = 93.41 \text{ ksi}$$

$$P_n = 2718.18 \text{ kips} = 1232.96 \text{ ton}$$

$$P_{ex} = P_{ey} = A_s F_m / \lambda_c^2 = 28929.11 \text{ kips} = 13122.16 \text{ ton}$$

**Resistencia a la Flexión:**

M<sub>nx</sub> y M<sub>ny</sub> resistencias nominales en flexión correspondiente a la sección compuesta completamente plastificada.

$$\beta = 0.85$$

$$\beta_{\text{final}} = 0.85$$

### Flexión alrededor de x:

Profundidad del eje Neutro Plástico, como la secc trabaja a flexión la suma de las fzas de compresión y de tensión deben ser iguales; de esta condicion se obtiene la prof del eje neutro.

$$c = \frac{A_a F_y + A_{rm} F_{yr} + 0.85 f'_c A_{re}}{0.85 \beta f'_c h_1} =$$

$$c = 24.17 \text{ in} = 61.40 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_2 - D) = 4.73 \text{ in} = 12.01 \text{ cm}$$

ENP esta en la secc de acero

### ENP EN LA SECCION DE ACERO

Verificar si esta en el alma o el patin pg 126 de Buen

$$c_2 = 5.53 \text{ in} = 14.05 \text{ cm}$$

$$0.5 (h_2 - D) + C = 5.51$$

C= tf

$$\text{si } c \leq 0.5 (h_2 - D) + C =$$

# APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4.

ENP ESTA EN EL ALMA

SI ESTA EN EL PATIN ENP

$$tpc = c2 - 0.5 (h1 - D) = 0.80 \text{ in}$$

$$Cc = 0.85 f'c \beta h1 c2 = 335.00 \text{ kips} = 151.95 \text{ ton}$$

$$Cre = Are (Fyr - 0.85 f'c) = 179.02 \text{ kips} = 81.20 \text{ ton}$$

$$Ca = B tpc (Fy - 0.85 f'c) = 547.17 \text{ kips} = 248.19 \text{ ton}$$

$$Trm = Arm Fyr = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$Tre = Are Fyr = 188.50 \text{ kips} = 85.50 \text{ ton}$$

$$Tps = B (C - tpc) = -14.28 \text{ kips} = -6.48 \text{ ton}$$

$$Tal = Aal * Fy = 305.55 \text{ kips} = 138.60 \text{ ton}$$

$$Tpi = Ap Fy = 568.04 \text{ kips} = 257.66 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 1061.18 \text{ kips} = 481.35 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSION} = 1047.80 \text{ kips} = 475.28 \text{ ton}$$

6.07

IGUALES COMPRESION Y TENSION

Ec 8.101

$$Mnx = 13982.26 \text{ kips-in} = 161.09 \text{ T.m}$$

$$Mnx = 1165.19 \text{ kips-ft}$$

SI ESTA EN EL ALMA ENP

PG 127

$$c2 = 5.79 \text{ in} = 14.71 \text{ cm}$$

Ec 8.103

$$Mnx = 12159.38 \text{ kips-in} = 140.09 \text{ T.m}$$

$$Mnx = 1013.28 \text{ kips-ft}$$

$$Cc = 0.85 f'c \beta h1 c2 = 350.97 \text{ kips} = 159.20 \text{ ton}$$

$$Cre = Are (Fyr - 0.85 f'c) = 179.02 \text{ kips} = 81.20 \text{ ton}$$

$$Cpc = B tpc (Fyr - 0.85 f'c) = 533.75 \text{ kips} = 242.11 \text{ ton}$$

$$Cac = T tpw (Fyr - 0.85 f'c) = 6.46 \text{ kips} = 2.93 \text{ ton}$$

$$Trm = Arm Fyr = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$



## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$T_{re} = A_{re} F_{yr} \boxed{188.50} \text{ kips} = \boxed{85.50} \text{ ton}$$

$$T_{At} = A_w F_y \boxed{305.55} \text{ kips} = \boxed{138.60} \text{ ton}$$

$$T_{pt} = A_p F_y \boxed{568.04} \text{ kips} = \boxed{257.66} \text{ ton}$$

$$h_{ac} = \boxed{0.28} \text{ in} \quad \boxed{0.72} \text{ cm}$$

$$h_{ac} (\text{absoluto}) = 0.28$$

$$t_{at} = \boxed{0.49} \text{ in} \quad \boxed{1.23} \text{ cm}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = \boxed{1070.20} \text{ kips} = \boxed{485.44} \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = \boxed{1062.08} \text{ kips} = \boxed{481.76} \text{ ton}$$

3.68

IGUALES COMPRESION Y TENSION

### ENP ESTA FUERA DE LA SECCION DE ACERO

PG 125

$$\text{EC 8.98} \quad c_2 = \boxed{24.17} \text{ in} = \boxed{61.40} \text{ cm}$$

Ec 8.99

$$M_{nx} = \boxed{5601.98} \text{ kips-in} = \boxed{64.54} \text{ T.m}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta h_1 c_2 = \boxed{1464.48} \text{ kips} = \boxed{664.28} \text{ ton}$$

$$C_{re} = A_{re} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = \boxed{179.02} \text{ kips} = \boxed{81.20} \text{ ton}$$

$$T_a = A_a F_y \boxed{1455.00} \text{ kips} = \boxed{659.98} \text{ ton}$$

$$T_e = A_{re} F_{yr} \boxed{188.50} \text{ kips} = \boxed{85.50} \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_{yr} \boxed{0.00} \text{ kips} = \boxed{0.00} \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = \boxed{1643.50} \text{ kips} = \boxed{745.48} \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = \boxed{1643.50} \text{ kips} = \boxed{745.48} \text{ ton}$$

0.00

IGUALES COMPRESION Y TENSION

NO APLICA

Flexión alrededor de y:

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4.

$$\begin{aligned} C_{re} &= 179.02 \text{ kips} = 81.20 \text{ ton} \\ T_a = A_a F_y &= 1455.00 \text{ kips} = 659.98 \text{ ton} \end{aligned}$$

Ec. 8.104

$$c = 24.17 \text{ in} = 61.40 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_1 - B) = 4.53 \text{ in} = 11.50 \text{ cm}$$

**ENP esta EN la secc de acero y atraviesa los patines**

PG 129  $c_2 = 10.08 \text{ in} = 25.61 \text{ cm}$

$$b_{pc} = 5.55 \text{ in} = 14.11 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_{h1} c_2 = 610.78 \text{ kips} = 277.05 \text{ ton}$$

$$C_{pc} = 2 * C * b_{pc} * (F_y - 0.85 f'_c) = 407.09 \text{ kips} = 184.65 \text{ ton}$$

ok  $T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$

ok  $T_{re} = A_{re} F_y = 188.50 \text{ kips} = 85.50 \text{ ton}$

$$T_{pt} = 2 * t_f * (b_f - b_{pc}) * f_y = 702.84 \text{ kips} = 318.80 \text{ ton}$$

ok  $T_a = A_a * F_y = 305.55 \text{ kips} = 138.60 \text{ ton}$

Ec. 8.107

$$M_{ny} = 12748.01 \text{ kips-in} = 146.87 \text{ T.m}$$

**SI ENP ESTA FUERA DE LA SECCIÓN DE ACERO**

$$M_{ny} = 8450.93 \text{ kips-in} = 97.37 \text{ T.m}$$

**Cálculo de los Momentos Plásticos:**

$$M_{px} = 8650.00 \text{ kips-in} = 99.66 \text{ T.m}$$

$$M_{py} = 4180.00 \text{ kips-in} = 48.16 \text{ T.m}$$

$$c_{ry} = 3.19 \quad c_{ry} = 8.10 \text{ cm}$$

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4.

$cr_x =$

$cr_x =$   cm

### RESÚMEN

$M_{nx} =$   kips-in =  T.m

$M_{nx} =$   kips-ft

$M_{ny} =$   kips-in =  T.m

$M_{ny} =$   kips-ft

### EVALUAR LA ECUACIÓN DE ITERACIÓN:

$\phi_c =$

$\phi_b =$

$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) =$$

$\phi_c P_n =$   kips =  ton

$\phi_b M_{nx} =$   kips =  ton

$\phi_b M_{ny} =$   kips =  ton

**CORRECTO**

$P_u / \phi_c P_n =$   kips =  ton

$M_{ux} / \phi_b M_{nx} =$   kips =  ton

$M_{uy} / \phi_b M_{ny} =$   kips =  ton

$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

**CORRECTO**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

#### REVISION DE COLUMNAS SRC - AISC 2005

Pu=	227.76	kip
Mu <sub>x</sub> =	225.52	Kips-ft
Mu <sub>y</sub> =	83.54	Kips-ft
Longitud=	11.81	ft
k=	1.00	Según Apéndice 7

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 99  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi

#### Propiedades Geométricas

	Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 99		

As=	29.10	in <sup>2</sup>
d =	14.16	in
t <sub>w</sub> =	0.49	in
b <sub>f</sub> =	14.57	in
t <sub>f</sub> =	0.78	in

I <sub>x</sub> =	1110.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	in
I <sub>y</sub> =	402.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	3.71	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	173.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 9.34

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t= 25.98

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

#### CONCRETO

$f'_c$ =	3.55	ksi
$E_c$ =	3900.00	ksi
recubrimiento=	2.00	in
separación ETABS=	2.50	in
separación ETABS=	0.06	m

$H_1=B$ =	27.56	in
$H_2=H$ =	27.56	in
$H_1$ efectivo=	23.56	in
$A_{cg}$ =	759.55	in <sup>2</sup>
$I_{cg}$ =	48076.81	in <sup>4</sup>

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt}$ =	60.00	ksi
$f_u$ =	65.00	ksi
separación min.=	2.00	in
entre varillas		

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.00	6.00	4.71	653.98
$d_{varinf}$	1.00	6.00	4.71	653.98
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			9.42	1307.96

$$\Sigma Asr = 9.42 \text{ in}^2$$

$$\Sigma Isr = \Sigma (\pi r^4)/4 + Ad^2 = 1307.96 \text{ in}^4$$

#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$ de Varillas en octavos=	0.50	in	
separación2 de los estribos según Sección 7.3 NTC EC =	13.78	in	35.00
No. De Caras que resisten el cortante =	4.00		
# de estribos=	10.29		
Ase =	0.79	in <sup>2</sup>	
<b>Asc Shear Studs (1/2")</b> =	0.20	in <sup>2</sup>	
la fza exterior se aplica direct 1)sobre el perfil, 2) sobre elconcreto	2.00		

#### CONCRETO

$$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr} = 721.03 \text{ in}^2$$

$$I_c = I_{cg} - I_s - I_s = 46366.85 \text{ in}^4$$

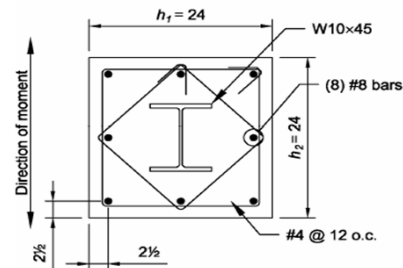
#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:  
 Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

3.- Verificación de:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

$$A_s = 29.10 \text{ in}^2$$

$$0.01 A_g = 7.60 \text{ in}^2$$

es correcto

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a 0.009 in<sup>2</sup> por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.06 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.01$$

correcto

6.-Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2} d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}$ " (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2} " * d_b = 1.50$$

$$1.5 \text{ plg.} = 1.50$$

$$\text{La mayor de las 2} = 1.50$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = 227.76 \text{ kips}$$

#### EJE X-X (EJE FUERTE)

Determinación de la resistencia a compresión disponible y el momento resistente:

PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

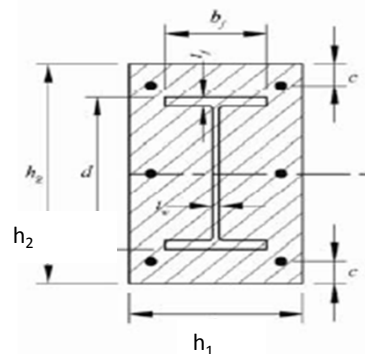
$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yt} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_o = 4196.19 \text{ kips}$$

$$M_A = 0.00$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.18$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = \boxed{63172939.40} \text{ kips-in}^2$$

Por lo que:

Carga Crítica de Pandeo

$$Pe = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$Pe = \boxed{31037.97}$$

$$Po/Pe = \boxed{0.14}$$

$$0.44 Po = \boxed{1846.32}$$

$$P_n = Po [0.658]^{Po/Pe}$$

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 Po$ :

$$P_n = 0.877 * Pe$$

b) Cuando  $Pe \leq 0.44 Po$ :

$$P_{nA} = \boxed{3965.34}$$

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = \boxed{1087.85} \text{ kips}$$

$$Z_s = \boxed{173.00} \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero  
ompleto plástico del eje X

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = \boxed{101.77} \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = \boxed{4958.55} \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c * (0.85 f'_c)$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$M_D = 22237.53 \text{ k-in}$$

$$M_D = 1853.13 \text{ k-ft}$$

Por lo que: 
$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = 31037.97$$

$$P_o/P_e = 0.14$$

$$0.44 P_D = 478.65$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ : 
$$P_n = P_D \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e}$$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ : 
$$P_n = 0.877 * P_e$$

$$P_n = 1028.00 \text{ kips}$$

<b>PUNTO B (<math>P_B=0</math>)</b>	$\left( \left( \frac{d}{2} \right) - tf \right) < h_n \leq \frac{d}{2}$	$(d/2 - tf) = 6.30$
Para $h_n$ en el patín		$(d/2) = 7.08$

$$h_n = \frac{0.85 f_c' (A_c + A_s - db_f + A_{srs}) - 2 F_y (A_s - db_f) - 2 F_y A_{srs}}{2 [0.85 f_c' (h_1 - b_f) + 2 f_y b_f]}$$

$$h_n = 6.44 \text{ in}$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

$$Z_{sn} = 46.88 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 1095.96 \text{ in}^3$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'c)$$

$$M_B = \boxed{18239.89} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{1519.99} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'c (h_1 - t_w) + 2 f_y t_w]}$$

$$h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$$

$$h_n = \boxed{7.88} \text{ in}$$

$$(d/2 - t_f) = \boxed{6.30}$$

$$Z_{sn} = t_w h_n^2$$

$$Z_{sn} = \boxed{30.10} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{1680.20} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$$

$$h_n \geq \frac{d}{2}$$

$$h_n = \boxed{-3.89} \text{ in}$$

$$(d/2) = \boxed{7.08}$$

$$Z_{sn} = Z_{sx}$$

$$Z_{sn} = \boxed{173.00} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{243.38} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = \boxed{18239.89} \text{ k-in}$$

$$\boxed{18239.89} \text{ OK}$$

$$M_B = \boxed{1519.99} \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_c = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = \boxed{2175.70} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{1519.99} \text{ k-ft}$$

Por lo que: 
$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{31037.97}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$P_o/P_e = 0.14$$

$$0.44 P_c = 957.31$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e} \quad P_{nc} = 2056.01 \text{ kips}$$

### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$$\phi_c = 0.75$$

$$P_u = 227.76 \text{ kips}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_c P_{nA} = 2974.00 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nA} = 0.00 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nB} = 0.00 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nB} = 1367.99 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nC} = 1542.01 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nC} = 1367.99 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nD} = 771.00 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nD} = 1667.81 \text{ k-ft}$$

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$\frac{P_U - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$-0.92 + 0.06 \leq$$

$$-0.86 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

If  $P_r < P_C$

$$\frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1$$

If  $P_r \geq P_C$

$$\frac{P_r - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1$$

FÓRMULA 2

$$\frac{0.16}{0.23} \leq \frac{0.06}{1.00}$$

CORRECTO

EJE Y-Y (DÉBIL)

$$h_1 = 27.56$$

$$h_2 = 27.56$$

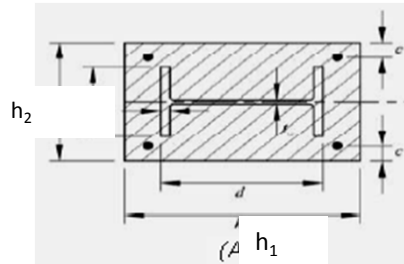
PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$$

$$A_c = h_1 \cdot h_2 - A_s - A_{sr}$$

$$\begin{aligned} A_c &= 721.03 \\ P_o &= 4196.19 \text{ kips} \\ M_A &= 0.00 \end{aligned}$$



$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.18$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 63172939.40 \text{ kips-in}^2$$

Por lo que:  $P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$P_e = 31037, P_n = P_o [0.658]^{P_o/P_e}$$

$$P_o/P_e = 0.14, P_n = 0.877 * P_e$$

$$0.44 P_o = 1846.32$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :

$$P_{nA} = 3965.34$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = \boxed{1087.85} \text{ kips}$$

$$Z_s = \boxed{83.60} \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje Y

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = \boxed{117.50} \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = \boxed{5032.23} \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = \boxed{18822.11} \text{ k-in}$$

$$M_D = \boxed{1568.51} \text{ k-ft}$$

Por lo que:  $P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$P_e = \boxed{31037.97} \quad P_n = P_D \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_D}{P_e}}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.14} \quad P_n = 0.877 * P_e \quad 0.44 P_o = \boxed{478.65}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$P_{nD} = 1028.00 \text{ kips}$$

#### PUNTO B ( $P_B=0$ )

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2 t_f b_f) - 2 F_y (A_s - 2 t_f b_f)}{2 [4 t_f F_y + (h_1 - 2 t_f) 0.85 f'_c]}$$

$$h_n \leq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = 0.58 \text{ in}$$

$$b_f/2 = 7.28 \text{ correcto}$$

$$Z_{sn} = Z_s - 2 t_f \left( \frac{b_f}{2} + h_n \right) \left( \frac{b_f}{2} - h_n \right)$$

$$Z_s = 83.60$$

$$Z_{sn} = 1.38 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 7.77 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = 18741.20 \text{ k-in}$$

$$M_B = 1561.77 \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$$

$$h_n \geq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = -3.89 \text{ in}$$

$$(d/2) = 7.08$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$Z_{sn} = Z_{sy}$$

$$Z_{sn} = \boxed{83.60} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{-74.45} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = \boxed{18741.20} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{1561.77} \text{ k-ft}$$

**PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'_c * A_c$ )**

$$P_c = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = \boxed{2175.70} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{1561.77} \text{ k-ft}$$

Por lo que: 
$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{31037.97}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.14}$$

$$0.44 P_c = \boxed{957.31}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ : 
$$P_n = P_c [0.658]_{P_e}^{P_o}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_E [0.658]^{P_o/P_e} \quad P_{nc} = \boxed{2056.01} \text{ kips}$$

#### PUNTO E

$$P_E = \boxed{3104.58} \text{ kips}$$

Por lo que:  $P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$P_e = \boxed{31037.97}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.14}$$

$$0.44 P_E = \boxed{1366.01}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :

$$P_{nE} = \boxed{2933.78} \text{ kips}$$

$$P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c) \left[ A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{SR}}{2} \right]$$

$$Z_{se} = \boxed{83.60}$$

$$Z_{CE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{SE}$$

$$Z_{CE} = \boxed{1378.04}$$

$$M_E = M_D - Z_{se} F_y - \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$M_E = 12562.99 \text{ k-in}$$

$$M_E = 1046.92 \text{ k-ft}$$

#### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$P_u = 227.76 \text{ kips}$$

$$\phi_c P_{nA} = 2974.00 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nA} = 0.00 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nB} = 0.00 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nB} = 16867.08 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nC} = 1542.01 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nC} = 1405.59 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nD} = 771.00 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nD} = 1411.66 \text{ k-ft}$$

$$\phi_c P_{nE} = 2200.33 \text{ kips}$$

$$\phi_b M_{nE} = 942.22 \text{ k-ft}$$

$$\frac{P_u - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**ECUACION 2 C14**

$$\frac{P_u - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

**CORRECTO**

#### RESÚMEN

SI ES ECUACIÓN 1

PG 33 AISC 2005

$$\frac{-0.92}{-0.69} + \frac{0.16}{1.00} + \frac{0.06}{1.00} \leq 1.00$$

$$\frac{-0.69}{-0.69} + \frac{0.16}{1.00} + \frac{0.06}{1.00} \leq 1.00$$

**CORRECTO**

SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

$$\text{If } P_r < P_c$$

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\text{If } P_r \geq P_c$$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.3. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$\frac{0.16}{0.22} \leq \frac{0.06}{1.00}$$

**CORRECTO**

#### CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE PARA SER TRANSFERIDA:

##### A) CUANDO LA FZA CORTANTE EXTERIOR SE APLICA DIRECT. AL CONCRETO

$$V = Pu/\phi_c = 303.67 \text{ kips}$$

$$V' = V(AsF_y/P_o) = 105.30$$

Cálculo de la Resistencia Nominal de 1 Shear Stud Connector

$$A_{sc} = 2.00$$

$$0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} = 117.66$$

$$A_{sc} F_u = 130.00$$

Por lo tanto usamos la sig Q: 117.66

Cálculo del número de studs requeridos para transferir la fza cortante total

$$V'/Q_n = 0.89$$

Redondeando a un # par, para dos caras

$$0.45$$

Determinación de los espacios para los shear studs

$$\text{Long. De la Columna en in} = 168.00 \text{ in}$$

$$\text{Máx. espaciamiento:} = 1.00 \text{ in}$$

Determinación de la long. De los studs para los patines

$$(d_c - d_{st})/2 - 3 \text{ in} = 27.56$$

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.1.4. Modelo de 3 niveles Q=2.

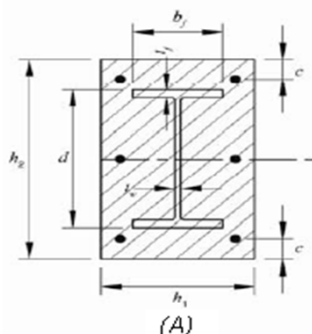
### REVISION DE COLUMNAS SRC - NTC EM 2004

Pu=	103.31	ton	=	227.76	kips
Mux =	31.18	ton - m	=	2706.26	kips-in
Muy =	11.55	ton - m	=	1002.48	kips-in
Vu=	6.25	ton	=	13.78	kips
Longitud=	3.60	m	=	141.73	in
$k_x$ =	1.00				
$k_y$ =	1.00				

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 99  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi



#### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 99	

As=	29.10	in <sup>2</sup>
d =	14.16	in
tw =	0.49	in
bf =	14.57	in
tf =	0.78	in
As (alma)=	6.11	in <sup>2</sup>
r <sub>mx</sub> =	8.27	in
r <sub>my</sub> =	8.27	in
r <sub>mx</sub> =	8.27	in
r <sub>my</sub> =	8.27	in

I <sub>x</sub> =	1110.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	in
I <sub>y</sub> =	402.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	3.71	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	173.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>
As (patin)=	11.36	in <sup>2</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= bf/ 2tf = 9.34

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t= 25.98

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

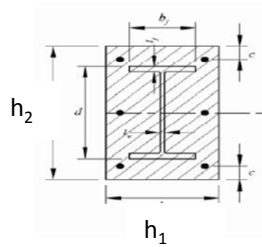
$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.4. Modelo de 3 niveles Q=2.

#### CONCRETO

$f'_c$	3.55	ksi
$E_c$	3145.86	ksi
recubrimiento	2.19	in
$r_{cy}$	2.69	in
$r_{cx}$	2.69	in
$C_{ry}$	3.19	in



$H_1=B$	27.56	in
$H_2=H$	27.56	in
H efectivo	19.62	in
$A_{cg}$	759.55	in <sup>2</sup>
$I_{cg}$	48076.81	in <sup>4</sup>

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt}$	60.00	ksi
separación min.	1.50	in

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.00	6.00	4.71	453.65
$d_{varinf}$	1.00	6.00	4.71	453.65
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			9.42	907.29

Area por cara

$$\Sigma A_{sr} = 9.42 \text{ in}^2$$

$$\Sigma I_{sr} = \Sigma (\pi r^4 / 4) + A d^2 = 907.29 \text{ in}^4$$

#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$ de Varillas en octavos	0.50	in
separación de los estribos según Sección 7.3 NTC EC	13.78	in
No. De Caras que resisten el cortante	4.00	
# de estribos	3.13	
$A_{se}$	0.79	in <sup>2</sup>

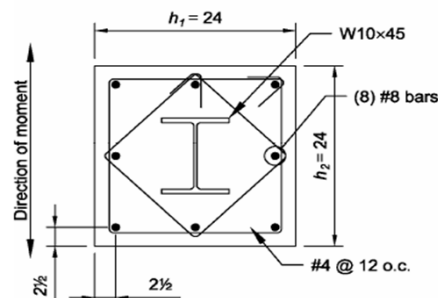
#### CONCRETO

$$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr}$$

$$I_c = I_{cg} - I_s -$$

$$A_c = 721.03 \text{ in}^2$$

$$I_c = 46767.51 \text{ in}^4$$



#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:

Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.4. Modelo de 3 niveles Q=2.

3.- Verificación de:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

$$A_s = \boxed{29.10} \text{ in}^2$$

$$0.01 A_g = \boxed{7.60} \text{ in}^2$$

es correcto

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a 0.009 in<sup>2</sup> por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = \frac{0.06}{0.01} > 0.01$$

correcto

5.-  $\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.01$$

correcto

6.- Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2} d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}$ " (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2} " * d_b = \boxed{1.50}$$

$$1.5 \text{ plg.} = \boxed{1.50}$$

$$\text{La mayor de las 2} = \boxed{1.50}$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = \boxed{103.31} \text{ kips}$$

$$(KL/r)_{cr} = \boxed{17.14}$$

$$A_c = h_1 * h_2 - (A_a + A_r) = \boxed{721.03} \text{ in}^2$$

$$F_{my} = F_y + 0.7 F_{yr} (A_r/A_a) + 0.6 f'_c (A_c/A_g) = \boxed{116.38} \text{ ksi}$$

$$E_c = 14\,000 * \text{raiz } f'_c = \boxed{3145.86} \text{ ksi}$$

$$E_m = E + 0.2 E_c (A_c/A_a) = \boxed{44589.39} \text{ ksi}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.4. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$\lambda_c = \frac{K L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} =$$

$$\lambda_c = 0.28$$

correcto

Por lo que:

**Resistencia**

$$F_{cr} = [0.658]^{\lambda_c^2} F_{my} =$$

$$F_{cr} = 112.65 \text{ ksi}$$

$$P_n = 3278.25 \text{ kips} = 1487.01 \text{ ton}$$

$$P_{ex} = P_{ey} = A_s F_m / \lambda_c^2 = 43580.04 \text{ kips} = 19767.78 \text{ ton}$$

**Resistencia a la Flexión:**

M<sub>nx</sub> y M<sub>ny</sub> resistencias nominales en flexión correspondiente a la sección compuesta completamente plastificada.

$$\beta = 0.85$$

$$\beta_{\text{final}} = 0.85$$

### Flexión alrededor de x:

Profundidad del eje Neutro Plástico, como la secc trabaja a flexión la suma de las fzas de compresión y de tensión deben ser iguales; de esta condicion se obtiene la prof del eje neutro.

$$c = \frac{A_a F_y + A_{rm} F_{yr} + 0.85 f'_c A_{re}}{0.85 \beta f'_c h_1} =$$

$$c = 20.78 \text{ in} = 52.79 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_2 - D) = 6.70 \text{ in} = 17.02 \text{ cm}$$

ENP esta en la secc de acero

### ENP EN LA SECCION DE ACERO

Verificar si esta en el alma o el patin pg 126 de Buen

$$c_2 = 7.37 \text{ in} = 18.72 \text{ cm}$$

$$0.5 (h_2 - D) + C = 7.48$$

C= tf

$$\text{si } c \leq 0.5 (h_2 - D) + C =$$

ENP ESTA EN EL PATIN

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.4. Modelo de 3 niveles Q=2.

#### SI ESTA EN EL PATIN ENP

$$tpc = c2 - 0.5 (h1 - D) = 0.67 \text{ in}$$

$$Cc = 0.85 f'c \beta h1 c2 = 521.06 \text{ kips} = 236.35 \text{ ton}$$

$$Cre = Are (Fyr - 0.85 f'c) = 268.52 \text{ kips} = 121.80 \text{ ton}$$

$$Ca = B tpc (Fy - 0.85 f'c) = 459.33 \text{ kips} = 208.35 \text{ ton}$$

$$Trm = Arm Fyr = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$Tre = Are Fyr = 282.74 \text{ kips} = 128.25 \text{ ton}$$

$$Tps = B (C - tpc) = 79.20 \text{ kips} = 35.93 \text{ ton}$$

$$Tal = Aal * Fy = 305.55 \text{ kips} = 138.60 \text{ ton}$$

$$Tpi = Ap Fy = 568.04 \text{ kips} = 257.66 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 1248.91 \text{ kips} = 566.50 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSION} = 1235.53 \text{ kips} = 560.43 \text{ ton}$$

6.07

IGUALES COMPRESION Y TENSION

Ec 8.101

$$Mnx = 17970.95 \text{ kips-in} = 207.05 \text{ T.m}$$

$$Mnx = 1497.58 \text{ kips-ft}$$

#### SI ESTA EN EL ALMA ENP

PG 127

$$c2 = 6.17 \text{ in} = 15.68 \text{ cm}$$

Ec 8.103

$$Mnx = 15335.13 \text{ kips-in} = 176.68 \text{ T.m}$$

$$Mnx = 1277.93 \text{ kips-ft}$$

$$Cc = 0.85 f'c \beta h1 c2 = 436.31 \text{ kips} = 197.91 \text{ ton}$$

$$Cre = Are (Fyr - 0.85 f'c) = 268.52 \text{ kips} = 121.80 \text{ ton}$$

$$Cpc = B tpc (Fyr - 0.85 f'c) = 533.75 \text{ kips} = 242.11 \text{ ton}$$

$$Cac = T tpw (Fyr - 0.85 f'c) = 29.80 \text{ kips} = 13.52 \text{ ton}$$

$$Trm = Arm Fyr = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.4. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$T_{re} = A_{re} F_{yr} \quad 282.74 \text{ kips} = 128.25 \text{ ton}$$

$$T_{At} = A_w F_y \quad 305.55 \text{ kips} = 138.60 \text{ ton}$$

$$T_{pt} = A_p F_y \quad 568.04 \text{ kips} = 257.66 \text{ ton}$$

$$h_{ac} = -1.31 \text{ in} = -3.32 \text{ cm}$$

$$h_{ac} (\text{absoluto}) = 1.31$$

$$t_{at} = 0.49 \text{ in} = 1.23 \text{ cm}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 1268.39 \text{ kips} = 575.34 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 1156.33 \text{ kips} = 524.51 \text{ ton}$$

50.83

IGUALES COMPRESION Y TENSION

### ENP ESTA FUERA DE LA SECCION DE ACERO

PG 125

$$\text{EC 8.98} \quad c_2 = 20.78 \text{ in} = 52.79 \text{ cm}$$

Ec 8.99

$$M_{nx} = 13381.69 \text{ kips-in} = 154.18 \text{ T.m}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta h_1 c_2 = 1469.22 \text{ kips} = 666.43 \text{ ton}$$

$$C_{re} = A_{re} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 268.52 \text{ kips} = 121.80 \text{ ton}$$

$$T_a = A_a F_y \quad 1455.00 \text{ kips} = 659.98 \text{ ton}$$

$$T_e = A_{re} F_{yr} \quad 282.74 \text{ kips} = 128.25 \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_{yr} \quad 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 1737.74 \text{ kips} = 788.24 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 1737.74 \text{ kips} = 788.24 \text{ ton}$$

0.00

IGUALES COMPRESION Y TENSION

NO APLICA

### Flexión alrededor de y:

$$C_{re} = 268.52 \text{ kips} = 121.80 \text{ ton}$$

$$T_a = A_a F_y = 1455.00 \text{ kips} = 659.98 \text{ ton}$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.4. Modelo de 3 niveles Q=2.

Ec. 8.104

$$c = 20.78 \text{ in} = 52.79 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_1 - B) = 6.50 \text{ in} = 16.50 \text{ cm}$$

**ENP esta EN la secc de acero y atraviesa los patines**

PG 129  $c_2 = 10.99 \text{ in} = 27.91 \text{ cm}$

$$b_{pc} = 4.49 \text{ in} = 11.40 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta h_1 c_2 = 776.64 \text{ kips} = 352.28 \text{ ton}$$

$$C_{pc} = 2 * C * b_{pc} * (F_y - 0.85 f'_c) = 329.04 \text{ kips} = 149.25 \text{ ton}$$

ok  $T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$

ok  $T_{re} = A_{re} F_y = 282.74 \text{ kips} = 128.25 \text{ ton}$

$$T_{pt} = 2 * t_f * (b_f - b_{pc}) * f_y = 785.90 \text{ kips} = 356.48 \text{ ton}$$

ok  $T_{al} = A_{al} * F_y = 305.55 \text{ kips} = 138.60 \text{ ton}$

Ec. 8.107

$$M_{ny} = 18132.03 \text{ kips-in} = 208.91 \text{ T.m}$$

**SI ENP ESTA FUERA DE LA SECCIÓN DE ACERO**

$$M_{ny} = 13434.21 \text{ kips-in} = 154.78 \text{ T.m}$$

**Cálculo de los Momentos Plásticos:**

$$M_{px} = 8650.00 \text{ kips-in} = 99.66 \text{ T.m}$$

$$M_{py} = 4180.00 \text{ kips-in} = 48.16 \text{ T.m}$$

$$c_{ry} = 3.19 \quad c_{ry} = 8.10 \text{ cm}$$

$$c_{rx} = 2.69 \quad c_{rx} = 6.83 \text{ cm}$$

**RESÚMEN**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.1.4. Modelo de 3 niveles Q=2.

$$\begin{aligned} M_{nx} &= 17970.95 \text{ kips-in} = 207.05 \text{ T.m} \\ M_{nx} &= 1497.58 \text{ kips-ft} \\ M_{ny} &= 18132.03 \text{ kips-in} = 208.91 \text{ T.m} \\ M_{ny} &= 1511.00 \text{ kips-ft} \end{aligned}$$

EVALUAR LA ECUACIÓN DE ITERACIÓN:

$$\phi_c = 0.85$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) =$$

$$\phi_c P_n = 2786.51 \text{ kips} = 1263.95 \text{ ton}$$

$$\phi_b M_{nx} = 16173.85 \text{ kips} = 186.34 \text{ ton}$$

$$\phi_b M_{ny} = 16318.83 \text{ kips} = 188.02 \text{ ton}$$

CORRECTO

$$P_u / \phi_c P_n = 0.08 \text{ kips} = 0.08 \text{ ton}$$

$$M_{ux} / \phi_b M_{nx} = 0.17 \text{ kips} = 0.17 \text{ ton}$$

$$M_{uy} / \phi_b M_{ny} = 0.06 \text{ kips} = 0.06 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad 0.31$$

CORRECTO

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

### REVISION DE COLUMNAS SRC - AISC 2005

Pu=	784.24	kips
Mu <sub>x</sub> =	0.09	Kips-ft
Mu <sub>y</sub> =	0.09	Kips-ft
Longitud=	11.81	ft
k=	1.00	Según Apéndice 7

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 99  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi

#### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 99	

As=	29.10	in <sup>2</sup>
d =	14.16	in
t <sub>w</sub> =	0.49	in
b <sub>f</sub> =	14.57	in
t <sub>f</sub> =	0.78	in

I <sub>x</sub> =	1110.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	in
I <sub>y</sub> =	402.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	3.71	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	173.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 9.34

#### Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t= 25.98

#### Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

#### CONCRETO

f' <sub>c</sub> =	5.00	ksi
E <sub>c</sub> =	3900.00	ksi
recubrimiento=	2.00	in
aración ETABS=	2.63	in
aración ETABS=	0.07	m

H1=B=	29.53	in
H2= H=	29.53	in
H1 efectivo=	25.53	in
Acg=	871.88	in <sup>2</sup>
Icg=	63347.42	in <sup>2</sup>

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt} =$	60.00	ksi
$f_u =$	65.00	ksi
separación min. =	2.00	in
entre varillas		

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.25	6.00	7.36	200.05
$d_{varinf}$	1.25	6.00	7.36	200.05
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			14.73	400.09

$$\Sigma Asr = 14.73 \text{ in}^2$$

$$\Sigma Isr = \Sigma (\pi r^4)/4 + Ad^2 = 400.09 \text{ in}^4$$

#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$ de Varillas en octavos =	0.50	in
separación2 de los estribos según Sección 7.3 NTC EC =	14.76	in
No. De Caras que resisten el cortante =	4.00	
# de estribos =	9.60	
Ase =	0.79	in <sup>2</sup>
Asc Shear Studs (1/2") =	0.20	in <sup>2</sup>
la fza exterior se aplica direct 1) sobre el perfil, 2) sobre elconcre	2.00	

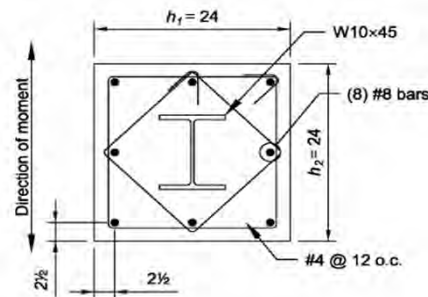
#### CONCRETO

$$Ac = Acg - As - Asr$$

$$Ac = 828.05 \text{ in}^2$$

$$Ic = Icg - Is - Isr$$

$$Ic = 62545.33 \text{ in}^4$$



#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:  
 Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$  correcto

3.- Verificación de:  $As \geq 0.01Ag$

$$As = 29.10 \text{ in}^2$$

$$0.01 Ag = 8.72 \text{ in}^2$$

es correcto

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a 0.009 in<sup>2</sup> por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.05 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.02$$

correcto

6.- Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2} d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}$ " (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2} " * d_b = 1.88$$

$$1.5 \text{ plg.} = 1.50$$

$$\text{La mayor de las 2} = 1.88$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = 784.24 \text{ kips}$$

#### EJE X-X (EJE FUERTE)

Determinación de la resistencia a compresión disponible y el momento resistente:

PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yt} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_o = 5857.79 \text{ kips}$$

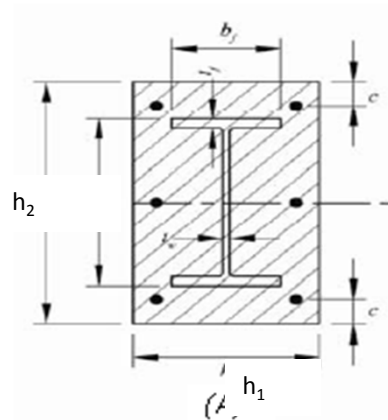
$$M_A = 0.00$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.17$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 58926873.04 \text{ kips-in}^2$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

Por lo que:

$$\text{Carga Crítica de Pandeo } P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = 28951.80$$

$$P_o/P_e = 0.20$$

$$0.44 P_o = 2577.43$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_o [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = 5382.15$$

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = 1759.61 \text{ kips}$$

$$Z_s = 173.00 \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje X

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = 177.94 \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = 6085.16 \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = 32257.22 \text{ k-in}$$

$$M_D = 2688.10 \text{ k-ft}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = 28951.80$$

$$P_o/P_e = 0.20$$

$$0.44 P_D = 774.23$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_D [0.658]^{\frac{P_o}{P_e}}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nD} = 1616.73 \text{ kips}$$

PUNTO B ( $P_B=0$ )

Para  $h_n$  en el patín

$$\left( \left( \frac{d}{2} \right) - tf \right) < h_n \leq \frac{d}{2}$$

$$\begin{aligned} (d/2 - tf) &= 6.30 \\ (d/2) &= 7.08 \end{aligned}$$

$$h_n = \frac{0.85f'c(A_c + A_s - db_f + A_{srs}) - 2F_y(A_s - db_f) - 2F_{yr}A_{srs}}{2[0.85f'c(h_1 - b_f) + 2f_y b_f]}$$

$$h_n = 6.71 \text{ in}$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

$$Z_{sn} = 98.03 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 1230.10 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85f'c)$$

$$M_B = 24741.54 \text{ k-in}$$

$$M_B = 2061.79 \text{ k-ft}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 f_y t_w]}$$

$$h_n = \boxed{9.86} \text{ in} \quad (d/2 - t_f) = \boxed{6.30}$$

$$Z_{sn} = t_w h_n^2$$

$$Z_{sn} = \boxed{47.15} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{2823.57} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n \geq \frac{d}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$$

$$h_n = \boxed{2.92} \text{ in} \quad (d/2) = \boxed{7.08}$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

$$Z_{sn} = Z_{sx}$$

$$Z_{sn} = 173.00 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 78.77 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-in}$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = 24741.54 \text{ k-in}$$

24741.54 OK

$$M_B = 2061.79 \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_c = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = 3519.21 \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = 2061.79 \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = 28951.80$$

$$P_o/P_e = 0.20$$

$$0.44 P_c = 1548.45$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_c [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_c [0.658]^{P_o/P_e}$$

$$P_{nc} = 3233.46 \text{ kips}$$

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$\Phi_c =$	0.75		$\Phi_b =$	0.90
	$P_u =$	784.24	kips	
$\Phi_c P_{nA} =$	4036.61	kips		
$\Phi_b M_{nA} =$	0.00	k-ft		
$\Phi_c P_{nB} =$	0.00	kips		
$\Phi_b M_{nB} =$	1855.62	k-ft		
$\Phi_c P_{nC} =$	2425.10	kips		
$\Phi_b M_{nC} =$	1855.62	k-ft		
$\Phi_c P_{nD} =$	1212.55	kips		
$\Phi_b M_{nD} =$	2419.29	k-ft		

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**FORMULA 2** OK

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$-1.02 + 0.00 \leq$$

$$-1.02 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

#### SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

If  $P_r < P_C$

$$\frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1$$

If  $P_r \geq P_C$

$$\frac{P_r - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1$$

#### FÓRMULA 2

$$0.00 + 0.00$$

$$0.00 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

### EJE Y - Y (DÉBIL)

h1= 29.53

h2= 29.53

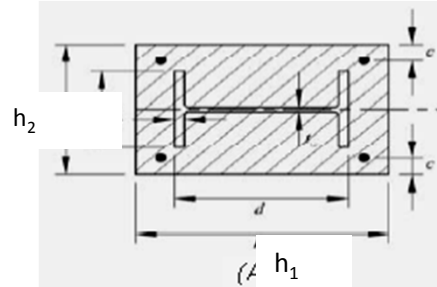
### PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{y_r} + 0.85 A_c f'_c$$

$$A_c = h_1 \cdot h_2 - A_s - A_{sr}$$

A <sub>c</sub> =	828.05
P <sub>o</sub> =	5857.79 kips
M <sub>A</sub> =	0.00



$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

C<sub>1</sub>= 0.17

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

Ei<sub>eff</sub>= 58926873.04 kips-in<sup>2</sup>

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

Pe= 28951.80

Po/Pe= 0.20

0.44 Po= 2577.43

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_o [0.658]^{\frac{P_o}{P_e}}$

b) Cuando  $Pe \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

P<sub>nA</sub>= 5382.15

### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

P <sub>D</sub> =	1759.61 kips
Z <sub>s</sub> =	83.60 kips

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje Y

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = \boxed{203.45} \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = \boxed{6149.05} \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = \boxed{29453.68} \text{ k-in}$$

$$M_D = \boxed{2454.47} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{28951.80}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.20}$$

$$0.44 P_D = \boxed{774.23}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_D [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nD} = \boxed{1616.73} \text{ kips}$$

#### PUNTO B ( $P_B=0$ )

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n \leq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2t_f b_f) - 2F_y (A_s - 2t_f b_f)}{2[4t_f F_y + (h_1 - 2t_f) 0.85 f'_c]}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

$$h_n = \boxed{1.52} \text{ in}$$

$$b_f/2 = \boxed{7.28} \text{ correcto}$$

$$Z_{sn} = Z_s - 2t_f \left( \frac{b_f}{2} + h_n \right) \left( \frac{b_f}{2} - h_n \right)$$

$$Z_s = \boxed{83.60}$$

$$Z_{sn} = \boxed{4.47} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{63.73} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{29094.84} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{2424.57} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n \geq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$$

$$h_n = \boxed{2.92} \text{ in}$$

$$(d/2) = \boxed{7.08}$$

$$Z_{sn} = Z_{sy}$$

$$Z_{sn} = \boxed{83.60} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{-15.41} \text{ in}^3$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = \boxed{29094.84} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{2424.57} \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_C = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_C = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_C = \boxed{3519.21} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{2424.57} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{28951.80}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.20}$$

$$0.44 P_C = \boxed{1548.45}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_C [0.658]_{P_e}^{P_o}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_C [0.658]_{P_e}^{P_o} \quad P_{nc} = \boxed{3233.46} \text{ kips}$$

PUNTO E

$$P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c) \left[ A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{SR}}{2} \right]$$

$$P_E = \boxed{4066.67} \text{ kips}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

Por lo que: 
$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$P_e =$

$P_o/P_e =$

$0.44 P_e =$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ : 
$$P_n = P_E [0.658]^{\frac{P_o}{P_e}}$$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ : 
$$P_n = 0.877 * P_e$$

$$P_n = P_E [0.658]^{\frac{P_o}{P_e}} \quad P_{nE} =$$
  kips

$$M_E = M_D - Z_{se} F_y - \frac{1}{2} Z_{ce} (0.85 f'_c)$$

$Z_{se} =$

$$Z_{CE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{SE}$$

$Z_{CE} =$

$$M_E = M_D - Z_{se} F_y - \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$M_E =$   k-in

$M_E =$   k-ft

### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$\Phi_c =$

$\Phi_b =$

$P_u =$   kips

$\Phi_c P_{nA} =$   kips

$\Phi_b M_{nA} =$   k-ft

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

$\phi_c P_{nB} =$	0.00	kips
$\phi_b M_{nB} =$	26185.35	k-ft
$\phi_c P_{nC} =$	2425.10	kips
$\phi_b M_{nC} =$	2182.11	k-ft
$\phi_c P_{nD} =$	1212.55	kips
$\phi_b M_{nD} =$	2209.03	k-ft
$\phi_c P_{nE} =$	2802.35	kips
$\phi_b M_{nE} =$	1659.27	k-ft

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**ECUACION 2 C14**

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

**CORRECTO**

### RESÚMEN

#### SI ES ECUACIÓN 1

PG 33 AISC 2005

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

0.89	0.00	0.00
0.89	≤	1.00
0.89	≤	1.00

**CORRECTO**

#### SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

If  $P_r < P_c$

$$\frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1$$

If  $P_r \geq P_c$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{Cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{Cy}} \leq 1$$

0.00	0.00
0.00	≤ 1.00

**CORRECTO OK**

CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE PARA SER TRANSFERIDA:

A) CUANDO LA FZA CORTANTE EXTERIOR SE APLICA DIRECT. AL CONCRETO



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.1. Modelo de 6 niveles Q=4.

$$V = Pu / \phi_c = 1045.65 \text{ kips}$$

$$V' = V (A_s F_y / P_o) = 259.73$$

Cálculo de la Resistencia Nominal de 1 Shear Stud Connector

$$A_{sc} = 2.00$$

$$0.5 A_{sc} \text{ Raiz } f'_c E_c = 139.64$$

$$A_{sc} F_u = 130.00$$

Por lo tanto usamos la sig Q: 130.00

Cálculo del número de studs requeridos para transferir la fza cortante total

$$V' / Q_n = 2.00$$

Redondeando a un # par, para dos caras

$$1.00$$

Determinación de los espacios para los shear studs

$$\text{Long. De la Columna en in} = 168.00 \text{ in}$$

$$\text{Máx. espaciamiento: } 1.00 \text{ in}$$

Determinación de la long. De los studs para los patines

$$(d_c - d_{st}) / 2 - 3 \text{ in} = 29.53$$

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.2.2. Modelo de 6 niveles Q=4.

### REVISION DE COLUMNAS SRC - NTC EM 2004

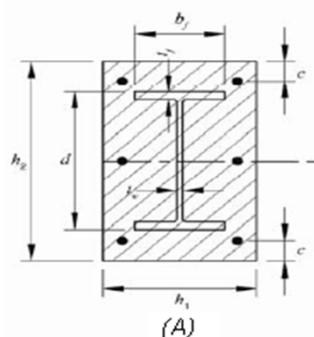
Pu=	355.73	ton	=	784.24	kips
Mux =	0.01	ton - m	=	1.04	kips-in
Muy =	0.01	ton - m	=	1.04	kips-in
Vu=	0.01	ton	=	0.02	kips
Longitud=	3.60	m	=	141.73	in
$k_x$ =	1.00				
$k_y$ =	1.00				

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 159

ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi



#### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 99	

As=	46.70	in <sup>2</sup>
d =	14.98	in
$t_w$ =	0.75	in
$b_f$ =	15.57	in
$t_f$ =	1.19	in
As (alma)=	9.39	in <sup>2</sup>
$r_{mx}$ =	8.86	in
$r_{my}$ =	8.86	in
$r_{mx}$ =	8.86	in
$r_{my}$ =	8.86	in

Ix =	1900.00	in <sup>4</sup>
$r_x$ =	6.38	in
Iy =	748.00	in <sup>4</sup>
$r_y$ =	4.00	in
h =	12.60	in
Zx =	287.00	in <sup>3</sup>
Zy =	146.00	in <sup>3</sup>
Zy =	146.00	in <sup>3</sup>
As (patin)=	18.52	in <sup>2</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor=  $b_f / 2t_f = 6.54$

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t= 16.91

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

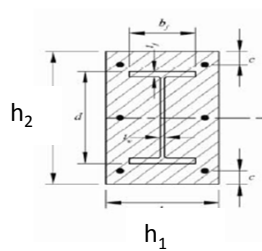
$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.2.2. Modelo de 6 niveles Q=4.

### CONCRETO

$f'_c$	5.00	ksi
$E_c$	3733.45	ksi
recubrimiento	2.06	in
$r_{cy}$	2.69	in
$r_{cx}$	2.69	in
$C_{ry}$	3.31	in



$H_1=B$	29.53	in
$H_2=H$	29.53	in
H efectivo	25.40	in
$A_{cg}$	871.88	in <sup>2</sup>
$I_{cg}$	63347.42	in <sup>4</sup>

### BARRAS DE ACERO

$f_{yt}$	60.00	ksi
separación min.	1.88	in

entre varillas

usar el mismo diam.

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.25	6.00	7.36	1187.68
$d_{varinf}$	1.25	6.00	7.36	1187.68
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			14.73	2375.36

Area por cara

7.36

$$\Sigma A_{sr} = 14.73 \text{ in}^2$$

$$\Sigma I_{sr} = \Sigma (\pi r^4 / 4) + A d^2 = 2375.36 \text{ in}^4$$

### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$  de Varillas en octavos = 0.50 in

separación de los estribos según Sección 7.3 NTC EC = 14.76 in

37.50

No. De Caras que resisten el cortante = 4.00

# de estribos = 2.93

$A_{se} = 0.79 \text{ in}^2$

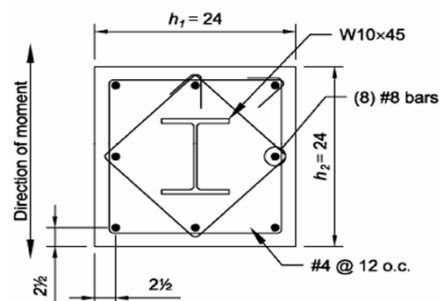
### CONCRETO

$$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr}$$

$$I_c = I_{cg} - I_s -$$

$$A_c = 810.45 \text{ in}^2$$

$$I_c = 60224.06 \text{ in}^4$$



### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:

Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.2. Modelo de 6 niveles Q=4.

3.- Verificación de:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

$$A_s = \boxed{46.70} \text{ in}^2$$

$$0.01 A_g = \boxed{8.72} \text{ in}^2$$

es correcto

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a  $0.009 \text{ in}^2$  por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.05 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.02$$

correcto

6.- Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2} d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}''$  (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2}'' * d_b = \boxed{1.88}$$

$$1.5 \text{ plg.} = \boxed{1.50}$$

$$\text{La mayor de las 2} = \boxed{1.88}$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = \boxed{355.73} \text{ kips}$$

$$(KL/r)_{cr} = \boxed{16.00}$$

$$A_c = h_1 * h_2 - (A_a + A_r) = \boxed{810.45} \text{ in}^2$$

$$F_{my} = F_y + 0.7 F_{yr} (A_r/A_a) + 0.6 f'_c (A_c/A_g) = \boxed{115.31} \text{ ksi}$$

$$E_c = 14\,000 * \text{raiz } f'_c = \boxed{3733.45} \text{ ksi}$$

$$E_m = E + 0.2 E_c (A_c/A_a) = \boxed{41958.36} \text{ ksi}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.2. Modelo de 6 niveles Q=4.

$$\lambda_c = \frac{K L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} =$$

$$\lambda_c = 0.27$$

correcto

Por lo que:

**Resistencia a compresión**

$$F_{cr} = [0.658]^{\lambda_c^2} F_{my} =$$

$$F_{cr} = 111.92 \text{ ksi}$$

$$P_n = 5226.57 \text{ kips} = 2370.76 \text{ ton}$$

$$P_{ex} = P_{ey} = A_s F_m / \lambda_c^2 = 75543.16 \text{ kips} = 34266.15 \text{ ton}$$

**Resistencia a la Flexión:**

M<sub>nx</sub> y M<sub>ny</sub> resistencias nominales en flexión correspondiente a la sección compuesta completamente plastificada.

$$\beta = 0.80$$

$$\beta_{\text{final}} = 0.80$$

### Flexión alrededor de x:

Profundidad del eje Neutro Plástico, como la secc trabaja a flexión la suma de las fzas de compresión y de tensión deben ser iguales; de esta condicion se obtiene la prof del eje neutro.

$$c = \frac{A_a F_y + A_{rm} F_{yr} + 0.85 f'_c A_{re}}{0.85 \beta f'_c h_1} =$$

$$c = 23.59 \text{ in} = 59.93 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_2 - D) = 7.27 \text{ in} = 18.48 \text{ cm}$$

ENP esta en la secc de acero

### ENP EN LA SECCION DE ACERO

Verificar si esta en el alma o el patin pg 126 de Buen

$$c_2 = 8.30 \text{ in} = 21.09 \text{ cm}$$

$$0.5 (h_2 - D) + C = 8.46$$

C= tf

$$\text{si } c \leq 0.5 (h_2 - D) + C =$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.2. Modelo de 6 niveles Q=4.

ENP ESTA EN EL PATIN

SI ESTA EN EL PATIN ENP

$$t_{pc} = c_2 - 0.5 (h_1 - D) = 1.03 \text{ in}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_{h1} c_2 = 832.72 \text{ kips} = 377.72 \text{ ton}$$

$$C_{re} = A_{re} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 410.49 \text{ kips} = 186.20 \text{ ton}$$

$$C_a = B t_{pc} (F_y - 0.85 f'_c) = 732.75 \text{ kips} = 332.37 \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_{yr} = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$T_{re} = A_{re} F_{yr} = 441.79 \text{ kips} = 200.39 \text{ ton}$$

$$T_{ps} = B (C - t_{pc}) = 125.30 \text{ kips} = 56.83 \text{ ton}$$

$$T_{al} = A_{al} F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$$

$$T_{pi} = A_p F_y = 926.12 \text{ kips} = 420.08 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 1975.96 \text{ kips} = 896.29 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSION} = 1962.55 \text{ kips} = 890.21 \text{ ton}$$

6.09

IGUALES COMPRESION Y TENSION

Ec 8.101

$$M_{nx} = 30433.15 \text{ kips-in} = 350.63 \text{ T.m}$$

$$M_{nx} = 2536.10 \text{ kips-ft}$$

SI ESTA EN EL ALMA ENP

PG 127

$$c_2 = 7.18 \text{ in} = 18.25 \text{ cm}$$

Ec 8.103

$$M_{nx} = 26291.62 \text{ kips-in} = 302.92 \text{ T.m}$$

$$M_{nx} = 2190.97 \text{ kips-ft}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_{h1} c_2 = 720.50 \text{ kips} = 326.81 \text{ ton}$$

$$C_{re} = A_{re} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 410.49 \text{ kips} = 186.20 \text{ ton}$$

$$C_{pc} = B t_{pc} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 847.40 \text{ kips} = 384.38 \text{ ton}$$

$$C_{ac} = T t_{pw} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 43.63 \text{ kips} = 19.79 \text{ ton}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.2. Modelo de 6 niveles Q=4.

$$T_{rm} = A_{rm} F_{yr} = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$T_{re} = A_{re} F_{yr} = 441.79 \text{ kips} = 200.39 \text{ ton}$$

$$T_{at} = A_w F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$$

$$T_{pt} = A_p F_y = 926.12 \text{ kips} = 420.08 \text{ ton}$$

$$h_{ac} = -1.28 \text{ in} = -3.25 \text{ cm}$$

$$h_{ac} (\text{absoluto}) = 1.28$$

$$t_{at} = 0.75 \text{ in} = 1.89 \text{ cm}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2022.01 \text{ kips} = 917.18 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 1837.25 \text{ kips} = 833.37 \text{ ton}$$

83.81

IGUALES COMPRESION Y TENSION

### ENP ESTA FUERA DE LA SECCION DE ACERO

PG 125

$$EC \ 8.98 \quad c_2 = 23.59 \text{ in} = 59.93 \text{ cm}$$

Ec 8.99

$$M_{nx} = 22917.00 \text{ kips-in} = 264.04 \text{ T.m}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_1 h_1 c_2 = 2366.29 \text{ kips} = 1073.34 \text{ ton}$$

$$C_{re} = A_{re} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 410.49 \text{ kips} = 186.20 \text{ ton}$$

$$T_a = A_a F_y = 2335.00 \text{ kips} = 1059.15 \text{ ton}$$

$$T_e = A_e F_{yr} = 441.79 \text{ kips} = 200.39 \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_{yr} = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2776.79 \text{ kips} = 1259.54 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 2776.79 \text{ kips} = 1259.54 \text{ ton}$$

0.00

IGUALES COMPRESION Y TENSION

NO APLICA

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.2. Modelo de 6 niveles Q=4.

#### Flexión alrededor de y:

$$\begin{aligned} C_{re} &= 410.49 \text{ kips} = 186.20 \text{ ton} \\ T_a = A_a F_y &= 2335.00 \text{ kips} = 1059.15 \text{ ton} \end{aligned}$$

Ec. 8.104

$$c = 23.59 \text{ in} = 59.93 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_1 - B) = 6.98 \text{ in} = 17.73 \text{ cm}$$

**ENP esta EN la secc de acero y atraviesa los patines**

PG 129  $c_2 = 12.02 \text{ in} = 30.52 \text{ cm}$

$$b_{pc} = 5.04 \text{ in} = 12.79 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_{h1} c_2 = 1205.26 \text{ kips} = 546.70 \text{ ton}$$

$$C_{pc} = 2 * C * b_{pc} * (F_y - 0.85 f'_c) = 548.34 \text{ kips} = 248.73 \text{ ton}$$

ok  $T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$

ok  $T_{re} = A_{re} F_y = 441.79 \text{ kips} = 200.39 \text{ ton}$

$$T_{pt} = 2 * t_f * (b_f - b_{pc}) * f_y = 1252.96 \text{ kips} = 568.34 \text{ ton}$$

ok  $T_a = A_a * F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$

Ec. 8.107

$$M_{ny} = 30715.05 \text{ kips-in} = 353.88 \text{ T.m}$$

**SI ENP ESTA FUERA DE LA SECCIÓN DE ACERO**

$$M_{ny} = 22738.13 \text{ kips-in} = 261.97 \text{ T.m}$$

#### Cálculo de los Momentos Plásticos:

$$M_{px} = 14350.00 \text{ kips-in} = 165.33 \text{ T.m}$$

$$M_{py} = 7300.00 \text{ kips-in} = 84.11 \text{ T.m}$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.2. Modelo de 6 niveles Q=4.

$cr_y =$

$cr_y =$   cm

$cr_x =$

$cr_x =$   cm

### RESÚMEN

$M_{nx} =$   kips-in =  T.m

$M_{nx} =$  2536.10 kips-ft

$M_{ny} =$   kips-in =  T.m

$M_{ny} =$  2559.59 kips-ft

### EVALUAR LA ECUACIÓN DE ITERACIÓN:

$\phi_c =$

$\phi_b =$

$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) =$$

$\phi_c P_n =$   kips =  ton

$\phi_b M_{nx} =$   kips =  ton

$\phi_b M_{ny} =$   kips =  ton

**CORRECTO**

$P_u / \phi_c P_n =$   kips =  ton

$M_{ux} / \phi_b M_{nx} =$   kips =  ton

$M_{uy} / \phi_b M_{ny} =$   kips =  ton

$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

**CORRECTO**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

#### REVISION DE COLUMNAS SRC - AISC 2005

Pu=	1029.06	kips
Mu <sub>x</sub> =	846.54	Kips-ft
Mu <sub>y</sub> =	540.08	Kips-ft
Longitud=	11.81	ft
k=	1.00	Según Apéndice 7

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 99  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi

#### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 99	

As=	29.10	in <sup>2</sup>
d =	14.16	in
t <sub>w</sub> =	0.49	in
b <sub>f</sub> =	14.57	in
t <sub>f</sub> =	0.78	in

I <sub>x</sub> =	1110.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	in
I <sub>y</sub> =	402.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	3.71	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	173.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	83.60	in <sup>3</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 9.34

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t<sub>w</sub>= 25.98

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

#### CONCRETO

f' <sub>c</sub> =	5.00	ksi
E <sub>c</sub> =	3900.00	ksi
recubrimiento=	2.00	in
aración ETABS=	2.63	in
aración ETABS=	0.07	m

H1=B=	31.50	in
H2= H=	31.50	in
H1 efectivo=	27.50	in
Acg=	992.00	in <sup>2</sup>
Icg=	82005.66	in <sup>2</sup>

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt} =$	60.00	ksi
$f_u =$	65.00	ksi
separación min. =	2.00	in
entre varillas		

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.25	8.00	9.82	1855.71
$d_{varinf}$	1.25	8.00	9.82	1855.71
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			19.63	3711.41

$$\Sigma Asr = 19.63 \text{ in}^2$$

$$\Sigma Isr = \Sigma (\pi r^4)/4 + Ad^2 = 3711.41 \text{ in}^4$$

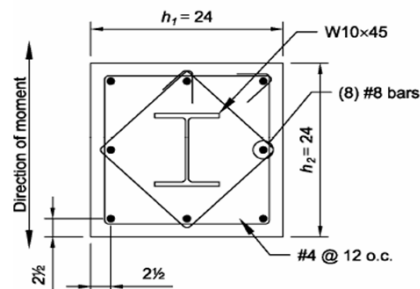
#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$ de Varillas en octavos =	0.50	in
separación2 de los estribos según Sección 7.3 NTC EC =	15.75	in
No. De Caras que resisten el cortante =	4.00	
# de estribos =	9.00	
Ase =	0.79	in <sup>2</sup>
Asc Shear Studs (1/2") =	0.20	in <sup>2</sup>
la fza exterior se aplica direct 1) sobre el perfil, 2) sobre elconcre	2.00	

#### CONCRETO

$$Ac = Acg - As - Asr = 943.27 \text{ in}^2$$

$$Ic = Icg - Is - Isr = 77892.25 \text{ in}^4$$



#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente.  
 Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto

3.- Verificación de:

$$As \geq 0.01 Ag$$

$$As = 29.10 \text{ in}^2$$

$$0.01 Ag = 9.92 \text{ in}^2$$

es correcto

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a 0.009 in<sup>2</sup> por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.05 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.02$$

correcto

6.-Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2} d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}$ " (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2} " * d_b = 1.88$$

$$1.5 \text{ plg.} = 1.50$$

$$\text{La mayor de las 2} = 1.88$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = 1029.06 \text{ kips}$$

#### EJE X-X (EJE FUERTE)

Determinación de la resistencia a compresión disponible y el momento resistente:

#### PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yt} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_o = 6641.98 \text{ kips}$$

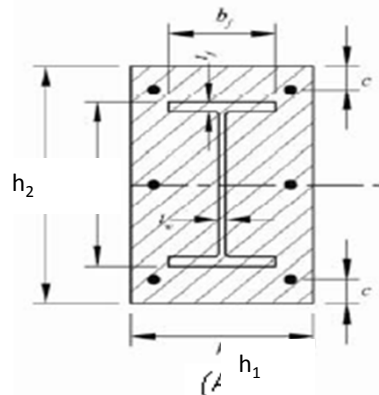
$$M_A = 0.00$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.16$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 1.14E+08 \text{ kips-in}^2$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

Por lo que:

$$\text{Carga Crítica de Pandeo } P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = 56048.62$$

$$P_o/P_e = 0.12$$

$$0.44 P_o = 2922.47$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_o [0.658] \frac{P_o}{P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nA} = 6320.58$$

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = 2004.44 \text{ kips}$$

$$Z_s = 173.00 \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje X

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = 259.14 \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = 7378.89 \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c * (0.85 f'_c)$$

$$M_D = 39878.81 \text{ k-in}$$

$$M_D = 3323.23 \text{ k-ft}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = 56048.62$$

$$P_o/P_e = 0.12$$

$$0.44 P_D = 881.95$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_D [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nD} = 1907.45 \text{ kips}$$

#### PUNTO B ( $P_B=0$ )

Para  $h_n$  en el patín

$$(d/2 - t_f) = 6.30$$

$$(d/2) = 7.08$$

$$\left( \left( \frac{d}{2} \right) - t_f \right) < h_n \leq \frac{d}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85f'_c(A_c + A_s - db_f + A_{srs}) - 2F_y(A_s - db_f) - 2F_{yr}A_{srs}}{2[0.85f'_c(h_1 - b_f) + 2f_y b_f]}$$

$$h_n = 6.83 \text{ in}$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

$$Z_{sn} = 122.38 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 1346.94 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85f'_c)$$

$$M_B = 30897.60 \text{ k-in}$$

$$M_B = 2574.80 \text{ k-ft}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 f_y t_w]}$$

$$h_n = \boxed{10.77} \text{ in} \quad (d/2 - t_f) = \boxed{6.30}$$

$$Z_{sn} = t_w h_n^2$$

$$Z_{sn} = \boxed{56.25} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{3596.71} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n \geq \frac{d}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$$

$$h_n = \boxed{4.57} \text{ in} \quad (d/2) = \boxed{7.08}$$

$$Z_{sn} = Z_{sx}$$

$$Z_{sn} = \boxed{173.00} \text{ in}^3$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{483.82} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = \boxed{30897.60} \text{ k-in}$$

**30,897.60 OK**

$$M_B = \boxed{2574.80} \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_c = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = \boxed{4008.88} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{2574.80} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{56048.62}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.12}$$

$$0.44 P_c = \boxed{1763.91}$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}} \quad P_{nc} = 3814.90 \text{ kips}$$

### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$\Phi_c =$	0.75	$\Phi_b =$	0.90
$P_u =$	1029.06	kips	
$\Phi_c P_{nA} =$	4740.43	kips	
$\Phi_b M_{nA} =$	0.00	k-ft	
$\Phi_c P_{nB} =$	0.00	kips	
$\Phi_b M_{nB} =$	2317.32	k-ft	
$\Phi_c P_{nC} =$	2861.17	kips	
$\Phi_b M_{nC} =$	2317.32	k-ft	
$\Phi_c P_{nD} =$	1430.59	kips	
$\Phi_b M_{nD} =$	2990.91	k-ft	

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**FORMULA 2** OK

$$\frac{P_u - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

**CORRECTO**

#### SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

$$\text{If } P_r < P_c$$

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\text{If } P_r \geq P_c$$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

**FÓRMULA 2**

$$\frac{0.17}{0.40} \leq \frac{0.23}{1.00}$$

**CORRECTO**

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

### EJE Y-Y (DÉBIL)

h1= 31.50

h2= 31.50

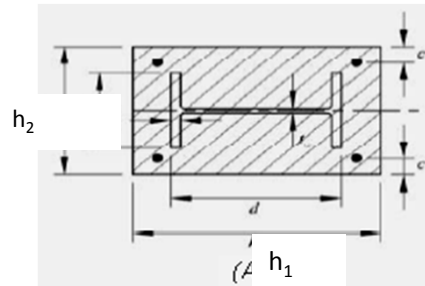
### PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{y_r} + 0.85 A_c f'_c$$

$$A_c = h_1 \cdot h_2 - A_s - A_{sr}$$

A <sub>c</sub> =	943.27
P <sub>o</sub> =	6641.98 kips
M <sub>A</sub> =	0.00



$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

C<sub>1</sub>= 0.16

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

Ei<sub>eff</sub>= 114078214.72 kips-in<sup>2</sup>

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

Pe= 56048.62

Po/Pe= 0.12

0.44 Po= 2922.47

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 Po$ :

$$P_n = P_o [0.658]^{P_o / P_e}$$

b) Cuando  $Pe \leq 0.44 Po$ :

$$P_n = 0.877 * P_e$$

P<sub>nA</sub>= 6320.58

### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

P<sub>D</sub>= 2004.44 kips

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

$$Z_s = \boxed{83.60} \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje Y

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = \boxed{293.83} \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = \boxed{7433.61} \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = \boxed{37606.07} \text{ k-in}$$

$$M_D = \boxed{3133.84} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{56048.62}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.12}$$

$$0.44 P_D = \boxed{881.95}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_D [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nD} = \boxed{1907.45} \text{ kips}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

PUNTO B ( $P_B=0$ )

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n \leq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2 t_f b_f) - 2 F_y (A_s - 2 t_f b_f)}{2 [4 t_f F_y + (h_1 - 2 t_f) 0.85 f'_c]}$$

$$h_n = \boxed{2.34} \text{ in}$$

$$b_f/2 = \boxed{7.28} \text{ correcto}$$

$$Z_{sn} = Z_s - 2 t_f \left( \frac{b_f}{2} + h_n \right) \left( \frac{b_f}{2} - h_n \right)$$

$$Z_s = \boxed{83.60}$$

$$Z_{sn} = \boxed{9.40} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{162.95} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{36789.70} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{3065.81} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n \geq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$$

$$h_n = \boxed{4.57} \text{ in}$$

$$(d/2) = \boxed{7.08}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

$$Z_{sn} = Z_{sy}$$

$$Z_{sn} = \boxed{83.60} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{88.75} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = \boxed{36789.70} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{3065.81} \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_C = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_C = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_C = \boxed{4008.88} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{3065.81} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{56048.62}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.12}$$

$$0.44 P_C = \boxed{1763.91}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e}$$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :

$$P_n = 0.877 * P_e$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right] \frac{P_o}{P_e} \quad P_{nc} = \boxed{3814.90} \text{ kips}$$

#### PUNTO E

$$P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c) \left[ A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{SR}}{2} \right]$$

$$P_E = \boxed{4372.43} \text{ kips}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{56048.62}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.12}$$

$$0.44 P_E = \boxed{1923.87}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_E \left[ 0.658 \right] \frac{P_o}{P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_E \left[ 0.658 \right] \frac{P_o}{P_e} \quad P_{nE} = \boxed{4160.85} \text{ kips}$$

$$M_E = M_D - Z_{se} F_y - \frac{1}{2} Z_{ce} (0.85 f'_c)$$

$$Z_{se} = \boxed{83.60}$$

$$Z_{CE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{SE}$$

$$Z_{CE} = \boxed{1586.79}$$

$$M_E = M_D - Z_{se} F_y - \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_E = \boxed{30054.15} \text{ k-in}$$

$$M_E = \boxed{2504.51} \text{ k-ft}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

#### RESUMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$$\Phi_c = 0.75$$

$$\Phi_b = 0.90$$

$$P_u = 1029.06 \text{ kips}$$

$$\Phi_c P_{nA} = 4740.43 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nA} = 0.00 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nB} = 0.00 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nB} = 33110.73 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nC} = 2861.17 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nC} = 2759.23 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nD} = 1430.59 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nD} = 2820.46 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nE} = 3120.63 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nE} = 2254.06 \text{ k-ft}$$

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

CORRECTO

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

ECUACION 2 CI4

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

CORRECTO

#### RESUMEN

#### SI ES ECUACIÓN 1

PG 33 AISC 2005

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$\begin{matrix} -0.97 & 0.37 & 0.20 \\ -0.41 & \leq & 1.00 \\ -0.41 & \leq & 1.00 \end{matrix}$$

CORRECTO

#### SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

$$\text{If } P_r < P_c$$

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\text{If } P_r \geq P_c$$

$$\frac{P_r - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.3. Modelo de 6 niveles Q=2.

$$\frac{0.31}{0.50} \leq \frac{0.20}{1.00}$$

CORRECTO OK

#### CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE PARA SER TRANSFERIDA:

##### A) CUANDO LA FZA CORTANTE EXTERIOR SE APLICA DIRECT. AL CONCRETO

$$V = P_u / \phi_c = 1372.08 \text{ kips}$$

$$V' = V (A_s F_y / P_o) = 300.57$$

Cálculo de la Resistencia Nominal de 1 Shear Stud Connector

$$A_{sc} = 2.00$$

$$0.5 A_{sc} \text{ Raiz } f'_c E_c = 139.64$$

$$A_{sc} * F_u = 130.00$$

Por lo tanto usamos la sig Q: 130.00

Cálculo del número de studs requeridos para transferir la fza cortante total

$$V' / Q_n = 2.31$$

Redondeando a un # par, para dos caras

1.16

Determinación de los espacios para los shear studs

$$\text{Long. De la Columna en in} = 168.00 \text{ in}$$

$$\text{Máx. espaciamento:} = 1.00 \text{ in}$$

Determinación de la long. De los studs para los patines

$$(d_c - d_{st}) / 2 - 3 \text{ in} = 31.50$$



# APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.2.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

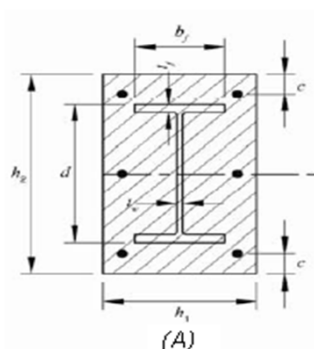
### REVISION DE COLUMNAS SRC - NTC EM 2004

Pu=	466.78	ton	=	1029.06	kips
Mux =	117.04	ton - m	=	10158.45	kips-in
Muy =	74.67	ton - m	=	6480.96	kips-in
Vu=	26.47	ton	=	58.36	kips
Longitud=	3.60	m	=	141.73	in
$k_x$ =	1.00				
$k_y$ =	1.00				

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 159  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi



#### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 159	

As=	46.70	in <sup>2</sup>
d =	14.98	in
t <sub>w</sub> =	0.75	in
b <sub>f</sub> =	15.57	in
t <sub>f</sub> =	1.19	in
As (alma)=	9.39	in <sup>2</sup>
r <sub>mx</sub> =	9.45	in
r <sub>my</sub> =	9.45	in
r <sub>mx</sub> =	9.45	in
r <sub>my</sub> =	9.45	in

I <sub>x</sub> =	1900.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.38	in
I <sub>y</sub> =	748.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	4.00	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	287.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	146.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	146.00	in <sup>3</sup>
As (patin)=	18.52	in <sup>2</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 6.54

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t= 16.91

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

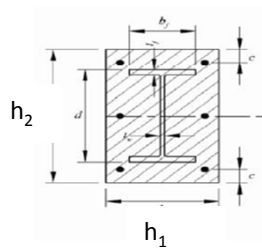
$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

#### CONCRETO

$f'_c$	=	5.00	ksi
$E_c$	=	3733.45	ksi
recubrimiento	=	2.06	in
$r_{cy}$	=	2.69	in
$r_{cx}$	=	2.69	in
$C_{ry}$	=	3.31	in



$H_1=B$	=	31.50	in
$H_2=H$	=	31.50	in
H efectivo	=	27.37	in
$A_{cg}$	=	992.00	in <sup>2</sup>
$I_{cg}$	=	82005.66	in <sup>4</sup>

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt}$	=	60.00	ksi
separación mín.	=	1.88	in

entre varillas

usar el mismo diam.

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.25	8.00	9.82	14707.80
$d_{varinf}$	1.25	8.00	9.82	14707.80
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			19.63	29415.61

Area por cara

$$\Sigma A_{sr} = 19.63 \text{ in}^2$$

$$\Sigma I_{sr} = \Sigma (\pi r^4)/4 + A d^2 = 29415.61 \text{ in}^4$$

#### ESTRIBOS DE ACERO

$$\phi \text{ de Varillas en octavos} = 0.50 \text{ in}$$

$$\text{separación de los estribos según Sección 7.3 NTC EC} = 10.00 \text{ in}$$

$$\text{No. De Caras que resisten el cortante} = 4.00$$

$$\# \text{ de estribos} = 4.32$$

$$A_{se} = 0.79 \text{ in}^2$$

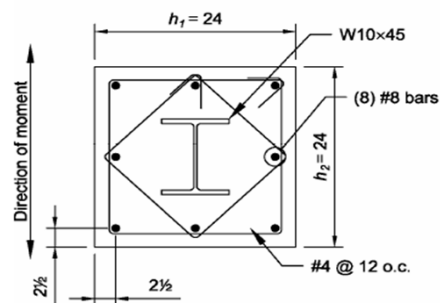
#### CONCRETO

$$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr}$$

$$I_c = I_{cg} - I_s -$$

$$A_c = 925.67 \text{ in}^2$$

$$I_c = 51842.05 \text{ in}^4$$



#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:

Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

3.- Verificación de:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

$$A_s = \boxed{46.70} \text{ in}^2$$

$$0.01 A_g = \boxed{9.92} \text{ in}^2$$

es correcto

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a 0.009 in<sup>2</sup> por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.08 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.02$$

correcto

6.-Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2} d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}$ " (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2} " * d_b = \boxed{1.88}$$

$$1.5 \text{ plg.} = \boxed{1.50}$$

$$\text{La mayor de las 2} = \boxed{1.88}$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = \boxed{466.78} \text{ kips}$$

$$(KL/r)_{cr} = \boxed{15.00}$$

$$A_c = h_1 * h_2 - (A_a + A_r) = \boxed{925.67} \text{ in}^2$$

$$F_{my} = F_y + 0.7 F_{yr} (A_r/A_a) + 0.6 f'_c (A_c/A_g) = \boxed{127.12} \text{ ksi}$$

$$E_c = 14\,000 * \text{raiz } f'_c = \boxed{3733.45} \text{ ksi}$$

$$E_m = E + 0.2 E_c (A_c/A_a) = \boxed{43800.56} \text{ ksi}$$

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

$$\lambda_c = \frac{K L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} =$$

$$\lambda_c = 0.26$$

correcto

Por lo que:

**Resistencia a compresión**

$$F_{cr} = [0.658]^{\lambda_c^2} F_{my} =$$

$$F_{cr} = 123.65 \text{ ksi}$$

$$P_n = 5774.52 \text{ kips} = 2619.30 \text{ ton}$$

$$P_{ex} = P_{ey} = A_s F_m / \lambda_c^2 = 89725.07 \text{ kips} = 40699.03 \text{ ton}$$

**Resistencia a la Flexión:**

M<sub>nx</sub> y M<sub>ny</sub> resistencias nominales en flexión correspondiente a la sección compuesta completamente plastificada.

$$\beta = 0.80$$

$$\beta_{\text{final}} = 0.80$$

### Flexión alrededor de x:

Profundidad del eje Neutro Plástico, como la secc trabaja a flexión la suma de las fzas de compresión y de tensión deben ser iguales; de esta condicion se obtiene la prof del eje neutro.

$$c = \frac{A_a F_y + A_{rm} F_{yr} + 0.85 f'_c A_{re}}{0.85 \beta f'_c h_1} =$$

$$c = 22.22 \text{ in} = 56.43 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_2 - D) = 8.26 \text{ in} = 20.98 \text{ cm}$$

ENP esta en la secc de acero

### ENP EN LA SECCION DE ACERO

Verificar si esta en el alma o el patin pg 126 de Buen

$$c_2 = 9.19 \text{ in} = 23.35 \text{ cm}$$

$$0.5 (h_2 - D) + C = 9.45$$

C= tf

$$\text{si } c \leq 0.5 (h_2 - D) + C =$$

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

ENP ESTA EN EL PATIN

SI ESTA EN EL PATIN ENP

$$tpc = c2 - 0.5 (h1 - D) = 0.93 \text{ in}$$

$$Cc = 0.85 f'c \beta h1 c2 = 983.46 \text{ kips} = 446.09 \text{ ton}$$

$$Cre = Are (Fyr - 0.85 f'c) = 547.32 \text{ kips} = 248.26 \text{ ton}$$

$$Ca = B tpc (Fy - 0.85 f'c) = 665.71 \text{ kips} = 301.96 \text{ ton}$$

$$Trm = Arm Fyr = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$Tre = Are Fyr = 589.05 \text{ kips} = 267.19 \text{ ton}$$

$$Tps = B (C - tpc) = 198.56 \text{ kips} = 90.07 \text{ ton}$$

$$Tal = Aal * Fy = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$$

$$Tpi = Ap Fy = 926.12 \text{ kips} = 420.08 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2196.49 \text{ kips} = 996.32 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSION} = 2183.08 \text{ kips} = 990.24 \text{ ton}$$

6.09

IGUALES COMPRESION Y TENSION

Ec 8.101

$$Mnx = 36411.12 \text{ kips-in} = 419.51 \text{ T.m}$$

$$Mnx = 3034.26 \text{ kips-ft}$$

SI ESTA EN EL ALMA ENP

PG 127

$$c2 = 7.40 \text{ in} = 18.80 \text{ cm}$$

Ec 8.103

$$Mnx = 31345.58 \text{ kips-in} = 361.14 \text{ T.m}$$

$$Mnx = 2612.13 \text{ kips-ft}$$

$$Cc = 0.85 f'c \beta h1 c2 = 791.83 \text{ kips} = 359.17 \text{ ton}$$

$$Cre = Are (Fyr - 0.85 f'c) = 547.32 \text{ kips} = 248.26 \text{ ton}$$

$$Cpc = B tpc (Fyr - 0.85 f'c) = 847.40 \text{ kips} = 384.38 \text{ ton}$$

$$Cac = T tpw (Fyr - 0.85 f'c) = 69.75 \text{ kips} = 31.64 \text{ ton}$$

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

$$T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$T_{re} = A_{re} F_y = 589.05 \text{ kips} = 267.19 \text{ ton}$$

$$T_{at} = A_w F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$$

$$T_{pt} = A_p F_y = 926.12 \text{ kips} = 420.08 \text{ ton}$$

$$h_{ac} = -2.05 \text{ in} = -5.20 \text{ cm}$$

$$h_{ac} (\text{absoluto}) = 2.05$$

$$t_{at} = 0.75 \text{ in} = 1.89 \text{ cm}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2256.30 \text{ kips} = 1023.45 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 1984.52 \text{ kips} = 900.17 \text{ ton}$$

123.28

INCORRECTO, ENP ESTA EN EL PATIN

### ENP ESTA FUERA DE LA SECCION DE ACERO

PG 125

$$EC \ 8.98 \quad c_2 = 22.22 \text{ in} = 56.43 \text{ cm}$$

Ec 8.99

$$M_{nx} = 31168.69 \text{ kips-in} = 359.11 \text{ T.m}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_1 h_1 c_2 = 2376.72 \text{ kips} = 1078.08 \text{ ton}$$

$$C_{re} = A_{re} (F_y - 0.85 f'_c) = 547.32 \text{ kips} = 248.26 \text{ ton}$$

$$T_a = A_a F_y = 2335.00 \text{ kips} = 1059.15 \text{ ton}$$

$$T_e = A_e F_y = 589.05 \text{ kips} = 267.19 \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2924.05 \text{ kips} = 1326.34 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 2924.05 \text{ kips} = 1326.34 \text{ ton}$$

0.00

IGUALES COMPRESION Y TENSION

NO APLICA

# APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.2.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

### Flexión alrededor de y:

$$\begin{aligned} C_{re} &= 547.32 \text{ kips} = 248.26 \text{ ton} \\ T_a = A_a F_y &= 2335.00 \text{ kips} = 1059.15 \text{ ton} \end{aligned}$$

Ec. 8.104

$$c = 22.22 \text{ in} = 56.43 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_1 - B) = 7.97 \text{ in} = 20.23 \text{ cm}$$

**ENP esta EN la secc de acero y atraviesa los patines**

PG 129  $c_2 = 12.48 \text{ in} = 31.69 \text{ cm}$

$$b_{pc} = 4.51 \text{ in} = 11.46 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_{h1} c_2 = 1334.93 \text{ kips} = 605.52 \text{ ton}$$

$$C_{pc} = 2 * C * b_{pc} * (F_y - 0.85 f'_c) = 491.37 \text{ kips} = 222.88 \text{ ton}$$

ok  $T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$

ok  $T_{re} = A_{re} F_y = 589.05 \text{ kips} = 267.19 \text{ ton}$

$$T_{pt} = 2 * t_f * (b_f - b_{pc}) * f_y = 1315.22 \text{ kips} = 596.58 \text{ ton}$$

ok  $T_{al} = A_{al} * F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$

Ec. 8.107

$$M_{ny} = 38056.88 \text{ kips-in} = 438.47 \text{ T.m}$$

**SI ENP ESTA FUERA DE LA SECCIÓN DE ACERO**

$$M_{ny} = 29680.08 \text{ kips-in} = 341.96 \text{ T.m}$$

### Cálculo de los Momentos Plásticos:

$$M_{px} = 14350.00 \text{ kips-in} = 165.33 \text{ T.m}$$

$$M_{py} = 7300.00 \text{ kips-in} = 84.11 \text{ T.m}$$

## APENDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.2.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

$cr_y =$

$cr_y =$   cm

$cr_x =$

$cr_x =$   cm

### RESÚMEN

$M_{nx} =$   kips-in =  T.m

$M_{nx} =$  3034.26 kips-ft

$M_{ny} =$   kips-in =  T.m

$M_{ny} =$  3171.41 kips-ft

### EVALUAR LA ECUACIÓN DE ITERACIÓN:

$\phi_c =$

$\phi_b =$

$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) =$$

$\phi_c P_n =$   kips =  ton

$\phi_b M_{nx} =$   kips =  ton

$\phi_b M_{ny} =$   kips =  ton

**CORRECTO**

$P_u / \phi_c P_n =$   kips =  ton

$M_{ux} / \phi_b M_{nx} =$   kips =  ton

$M_{uy} / \phi_b M_{ny} =$   kips =  ton

$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

**CORRECTO**



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

#### REVISION DE COLUMNAS SRC - AISC 2005

Pu=	1744.07	kips
Mu <sub>x</sub> =	509.27	Kips-ft
Mu <sub>y</sub> =	163.97	Kips-ft
Longitud=	11.81	ft
k=	1.00	Según Apéndice 7

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 159

ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi

#### Propiedades Geométricas

##### W 14 X 159

As=	46.70	in <sup>2</sup>
d =	14.98	in
t <sub>w</sub> =	0.75	in
b <sub>f</sub> =	15.57	in
t <sub>f</sub> =	1.19	in

I <sub>x</sub> =	1900.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.38	in
I <sub>y</sub> =	748.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	4.00	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	287.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	146.00	in <sup>3</sup>

Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 6.54

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

Para el alma

Relación h/t= 16.91

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

#### CONCRETO

f' <sub>c</sub> =	5.00	ksi
E <sub>c</sub> =	3900.00	ksi
recubrimiento=	2.00	in
varación ETABS=	2.63	in
varación ETABS=	0.07	m

H1=B=	35.43	in
H2= H=	35.43	in
H1 efectivo=	31.43	in
Acg=	1255.50	in <sup>2</sup>
Icg=	131357.21	in <sup>2</sup>

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt} =$	60.00	ksi
$f_u =$	65.00	ksi
separación min. =	2.00	in
entre varillas		

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.25	8.00	9.82	2425.13
$d_{varinf}$	1.25	8.00	9.82	2425.13
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			19.63	4850.26

$$\Sigma Asr = 19.63 \text{ in}^2$$

$$\Sigma Isr = \Sigma (\pi r^4)/4 + Ad^2 = 4850.26 \text{ in}^4$$

#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$ de Varillas en octavos =	0.50	in
separación de los estribos según Sección 7.3 NTC EC =	17.72	in
No. De Caras que resisten el cortante =	4.00	
# de estribos =	8.00	
Ase =	0.79	in <sup>2</sup>
Asc Shear Studs (1/2") =	0.20	in <sup>2</sup>
la fza exterior se aplica direct 1) sobre el perfil, 2) sobre elconcre	2.00	

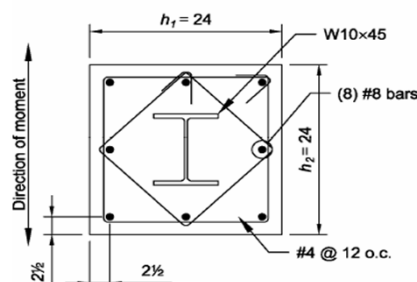
#### CONCRETO

$$Ac = Acg - As - Asr$$

$$Ic = Icg - Is - Isr$$

$$Ac = 1189.17 \text{ in}^2$$

$$Ic = 125758.95 \text{ in}^4$$



#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:

Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto

3.- Verificación de:

$$As \geq 0.01 Ag$$

$$As = 46.70 \text{ in}^2$$

$$0.01 Ag = 12.56 \text{ in}^2$$

es correcto

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a  $0.009 \text{ in}^2$  por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.04 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.02$$

correcto

6.-Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2}'' d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}''$  (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2}'' * d_b = 1.88$$

$$1.5 \text{ plg.} = 1.50$$

$$\text{La mayor de las 2} = 1.88$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = 1744.07 \text{ kips}$$

#### EJE X-X (EJE FUERTE)

Determinación de la resistencia a compresión disponible y el momento resistente:

PUNTO A ( $M = 0$ )

Resistencia a compresión disponible:

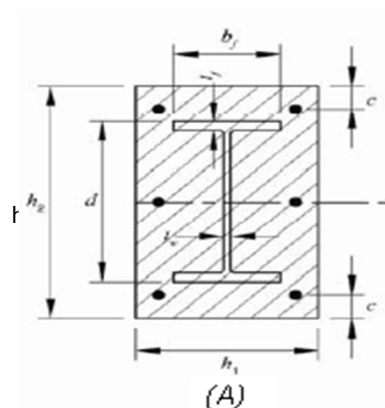
$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yt} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_o = 8567.06 \text{ kips}$$

$$M_A = 0.00$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.18$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 180303549.45 \text{ kips-in}^2$$

Por lo que:

Carga Crítica de Pandeo  $Pe = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$Pe = 88586.28$$

$$Po/Pe = 0.10$$

$$0.44 Po = 3769.51$$

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 Po$ :  $P_n = Po \left[ 0.658 \right] \frac{Po}{Pe}$

b) Cuando  $Pe \leq 0.44 Po$ :  $P_n = 0.877 * Pe$

$$Pn_A = 8227.21$$

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = 2526.98 \text{ kips}$$

$$Z_s = 287.00 \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje X

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = 296.25 \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = 10538.33 \text{ in}^3$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y r + \frac{1}{2} Z_c * (0.85 f' c)$$

$$M_D = \boxed{54518.93} \text{ k-in}$$

$$M_D = \boxed{4543.24} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (E I_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{88586.28}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.10}$$

$$0.44 P_D = \boxed{1111.87}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_D [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nD} = \boxed{2426.74} \text{ kips}$$

<b>PUNTO B (<math>P_B=0</math>)</b>	$\left( \left( \frac{d}{2} \right) - t_f \right) < h_n \leq \frac{d}{2}$	(d/2 - t <sub>f</sub> ) = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>\boxed{6.30}</math></span>
Para $h_n$ en el patín		(d/2) = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"><math>\boxed{7.49}</math></span>

$$h_n = \frac{0.85 f' c (A_c + A_s - d b_f + A_{srs}) - 2 F_y (A_s - d b_f) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f' c (h_1 - b_f) + 2 f_y b_f]}$$

$$h_n = \boxed{6.95} \text{ in}$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

$$Z_{sn} = \boxed{166.15} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{1546.54} \text{ in}^3$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{42924.98} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{3577.08} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 f_y t_w]}$$

$$h_n = \boxed{10.85} \text{ in}$$

$$h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$$

$$(d/2 - t_f) = \boxed{6.30}$$

$$Z_{sn} = t_w h_n^2$$

$$Z_{sn} = \boxed{87.65} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{4080.90} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]}$$

$$h_n \geq \frac{d}{2}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$h_n = \boxed{1.93} \text{ in}$$

$$(d/2) = \boxed{7.49}$$

$$Z_{sn} = Z_{sx}$$

$$Z_{sn} = \boxed{287.00} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{-154.49} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = \boxed{42924.98} \text{ k-in}$$

$$\boxed{42924.98} \text{ OK}$$

$$M_B = \boxed{3577.08} \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_c = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = \boxed{5053.96} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{3577.08} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{88586.28}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.10}$$

$$0.44 P_c = \boxed{2223.74}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e}$$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :

$$P_n = 0.877 * P_e$$

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e} \quad P_{nc} = 4853.48 \text{ kips}$$

### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$\Phi_c = 0.75$   $P_u = 1744.07$  kips  $\Phi_b = 0.90$

$\Phi_c P_{nA} =$	6170.41	kips
$\Phi_b M_{nA} =$	0.00	k-ft
$\Phi_c P_{nB} =$	0.00	kips
$\Phi_b M_{nB} =$	3219.37	k-ft
$\Phi_c P_{nC} =$	3640.11	kips
$\Phi_b M_{nC} =$	3219.37	k-ft
$\Phi_c P_{nD} =$	1820.05	kips
$\Phi_b M_{nD} =$	4088.92	k-ft

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**FORMULA 2** OK

$$\frac{P_u - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$-0.75 + 0.05 \leq$$

$$-0.70 \leq 1.00$$

**CORRECTO**



# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

If  $P_r < P_c$

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

If  $P_r \geq P_c$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

FÓRMULA 2

$$\frac{0.16}{0.21} \leq \frac{0.05}{1.00}$$

CORRECTO

EJE Y-Y (DÉBIL)

h1= 35.43

h2= 35.43

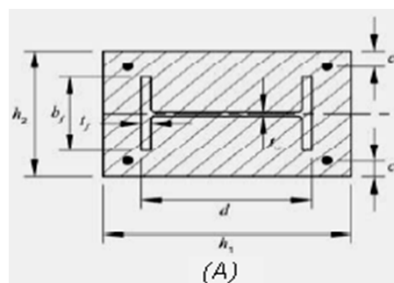
PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{y_r} + 0.85 A_c f'_c$$

$$A_c = h_1 \cdot h_2 - A_s - A_{sr}$$

$$\begin{aligned} A_c &= 1189.17 \\ P_o &= 8567.06 \text{ kips} \\ M_A &= 0.00 \end{aligned}$$



$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.18$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 180303549.45 \text{ kips-in}^2$$

$$\text{Por lo que: } P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = 88586.28$$

$$P_o/P_e = 0.10$$

$$0.44 P_o = 3769.51$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_o \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nA} = 8227.21$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_C (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = \boxed{2526.98} \text{ kips}$$

$$Z_s = \boxed{146.00} \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje Y

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = \boxed{330.56} \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = \boxed{10645.02} \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = \boxed{49754.02} \text{ k-in}$$

$$M_D = \boxed{4146.17} \text{ k-ft}$$

Por lo que:  $Pe = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$Pe = \boxed{88586.28} \quad P_n = P_D \left[ 0.658 \right] \frac{P_o}{Pe}$$

$$P_o/Pe = \boxed{0.10} \quad P_n = 0.877 * Pe \quad 0.44 P_D = \boxed{1111.87}$$

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 P_o$ :

b) Cuando  $Pe \leq 0.44 P_o$ :

$$P_{nD} = \boxed{2426.74} \text{ kips}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

PUNTO B ( $P_B=0$ )

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2 t_f b_f) - 2 F_y (A_s - 2 t_f b_f)}{2 [4 t_f F_y + (h_1 - 2 t_f) 0.85 f'_c]} \quad h_n \leq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \boxed{1.31} \text{ in}$$

$$b_f/2 = \boxed{7.78} \text{ correcto}$$

$$Z_{sn} = Z_s - 2 t_f \left( \frac{b_f}{2} + h_n \right) \left( \frac{b_f}{2} - h_n \right)$$

$$Z_s = \boxed{146.00}$$

$$Z_{sn} = \boxed{5.93} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{54.86} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{49340.79} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{4111.73} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'_c h_1]} \quad h_n \geq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \boxed{1.93} \text{ in}$$

$$(d/2) = \boxed{7.49}$$

$$Z_{sn} = Z_{sy}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$Z_{sn} = 146.00 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = -85.21 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-in}$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:  $M_B = 49340.79 \text{ k-in}$

$$M_B = 4111.73 \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_c = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = 5053.96 \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = 4111.73 \text{ k-ft}$$

Por lo que:  $P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$P_e = 88586.28$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$P_o/P_e = \boxed{0.10}$$

$$0.44 P_c = \boxed{2223.74}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}} \quad P_{nc} = \boxed{4853.48} \text{ kips}$$

#### PUNTO E

$$P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c) \left[ A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{SR}}{2} \right]$$

$$P_E = \boxed{5934.71} \text{ kips}$$

Por lo que:  $P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$P_e = \boxed{88586.28}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.10}$$

$$0.44 P_E = \boxed{2611.27}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_E \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_E \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}} \quad P_{nE} = \boxed{5699.29} \text{ kips}$$

$$Z_{se} = \boxed{146.00}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$Z_{CE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{SE}$$

$$Z_{CE} = 2000.09$$

$$M_E = M_D - Z_{se} F_y - \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_E = 38203.84 \text{ k-in}$$

$$M_E = 3183.65 \text{ k-ft}$$

### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$$\Phi_c = 0.75$$

$$\Phi_b = 0.90$$

$$P_u = 1744.07 \text{ kips}$$

$$\Phi_c P_{nA} = 6170.41 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nA} = 0.00 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nB} = 0.00 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nB} = 44406.71 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nC} = 3640.11 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nC} = 3700.56 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nD} = 1820.05 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nD} = 3731.55 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nE} = 4274.47 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nE} = 2865.29 \text{ k-ft}$$

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**ECUACION 2 CI4**

$$-0.71 \leq 1.00$$

$$-0.71 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.1. Modelo de 15 niveles Q=4.

#### RESÚMEN

#### SI ES ECUACIÓN 1

PG 33 AISC 2005

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$\frac{-0.75}{-0.55} + \frac{0.16}{1.00} \leq 1.00$$

$$\frac{-0.55}{-0.55} + \frac{0.04}{1.00} \leq 1.00$$

CORRECTO

#### SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$\frac{0.14}{0.18} + \frac{0.04}{1.00} \leq 1.00$$

CORRECTO OK

#### CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE PARA SER TRANSFERIDA:

##### A) CUANDO LA FZA CORTANTE EXTERIOR SE APLICA DIRECT. AL CONCRETO

$$V = P_u / \phi_c = 2325.43 \text{ kips}$$

$$V' = V (A_s F_y / P_o) = 633.81$$

Cálculo de la Resistencia Nominal de 1 Shear Stud Connector

$$A_{sc} = 2.00$$

$$0.5 A_{sc} \text{ Raiz } f'_c E_c = 139.64$$

$$A_{sc} * F_u = 130.00$$

Por lo tanto usamos la sig Q: 130.00

Cálculo del número de studs requeridos para transferir la fza cortante total

$$V' / Q_n = 4.88$$

Redondeando a un # par, para dos caras

2.44

Determinación de los espacios para los shear studs

$$\text{Long. De la Columna en in} = 168.00 \text{ in}$$

$$\text{Máx. espaciamento:} = 1.00 \text{ in}$$

Determinación de la long. De los studs para los patines

$$(d_c - d_{st}) / 2 - 3 \text{ in} = 35.43$$

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.3.2. Modelo de 15 niveles Q=4.

### REVISION DE COLUMNAS SRC - NTC EM 2004

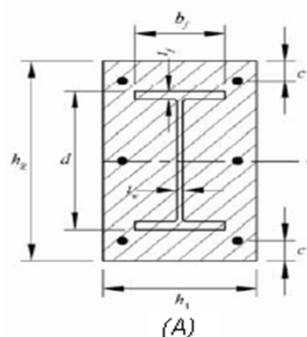
Pu=	791.11	ton	=	1744.07	kips
Mux =	70.41	ton - m	=	6111.22	kips-in
Muy =	22.67	ton - m	=	1967.64	kips-in
Vu=	21.23	ton	=	46.80	kips
Longitud=	3.60	m	=	141.73	in
$k_x$ =	1.00				
$k_y$ =	1.00				

### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 159

ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi



### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 159	

As=	46.70	in <sup>2</sup>
d =	14.98	in
t <sub>w</sub> =	0.75	in
b <sub>f</sub> =	15.57	in
t <sub>f</sub> =	1.19	in
As (alma)=	9.39	in <sup>2</sup>
r <sub>mx</sub> =	10.63	in
r <sub>my</sub> =	10.63	in
r <sub>mx</sub> =	10.63	in
r <sub>my</sub> =	10.63	in

I <sub>x</sub> =	1900.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.38	in
I <sub>y</sub> =	748.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	4.00	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	287.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	146.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	146.00	in <sup>3</sup>
As (patin)=	18.52	in <sup>2</sup>

### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 6.54

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

### Para el alma

Relación h/t= 16.91

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

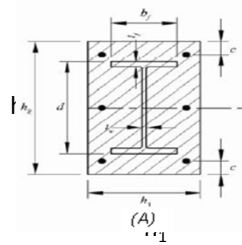


## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.2. Modelo de 15 niveles Q=4.

#### CONCRETO

$f'_c$	5.00	ksi
$E_c$	3733.45	ksi
recubrimiento	2.06	in
$r_{cy}$	2.69	in
$r_{cx}$	2.69	in
$C_{ry}$	3.31	in



$H_1=B$	35.43	in
$H_2=H$	35.43	in
H efectivo	31.31	in
$A_{cg}$	1255.50	in <sup>2</sup>
$I_{cg}$	131357.21	in <sup>4</sup>

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt}$	60.00	ksi
separación min.	1.88	in

entre varillas

usar el mismo diam.

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.25	8.00	9.82	2405.43
$d_{varinf}$	1.25	8.00	9.82	2405.43
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			19.63	4810.85

Area por cara

$$\Sigma Asr = 19.63 \text{ in}^2$$

$$\Sigma Isr = \Sigma (\pi r^4 / 4) + A d^2 = 4810.85 \text{ in}^4$$

#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$  de Varillas en octavos = 0.50 in

separación de los estribos según Sección 7.3 NTC EC = 17.72 in

45.00

No. De Caras que resisten el cortante = 4.00

# de estribos = 2.44

$A_{se} = 0.79 \text{ in}^2$

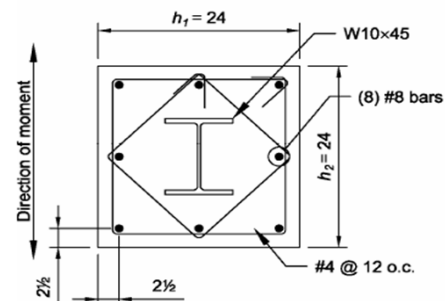
#### CONCRETO

$A_c = A_{cg} - A_s - A_{sr}$

$I_c = I_{cg} - I_s -$

$$A_c = 1189.17 \text{ in}^2$$

$$I_c = 125798.36 \text{ in}^4$$



#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:

Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.2. Modelo de 15 niveles Q=4.

3.- Verificación de:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

$$\begin{array}{l} A_s = 46.70 \text{ in}^2 \\ 0.01 A_g = 12.56 \text{ in}^2 \end{array}$$

es correcto

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a 0.009 in<sup>2</sup> por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.04 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\begin{array}{l} \rho_{sr} = 0.00 \\ A_{sr}/A_g = 0.02 \end{array}$$

correcto

6.- Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2} d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}$ " (el mayor de los dos).

$$\begin{array}{l} 1 \frac{1}{2} " * d_b = 1.88 \\ 1.5 \text{ plg.} = 1.50 \\ \text{La mayor de las 2} = 1.88 \end{array}$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = 791.11 \text{ kips}$$

$$(KL/r)_{cr} = 13.33$$

$$A_c = h_1 * h_2 - (A_a + A_r) = 1189.17 \text{ in}^2$$

$$F_{my} = F_y + 0.7 F_{yr} (A_r/A_a) + 0.6 f'_c (A_c/A_g) = 144.05 \text{ ksi}$$

$$E_c = 14\,000 * \text{raiz } f'_c = 3733.45 \text{ ksi}$$

$$E_m = E + 0.2 E_c (A_c/A_a) = 48013.70 \text{ ksi}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.2. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$\lambda_c = \frac{K L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} =$$

$$\lambda_c = 0.23$$

correcto

Por lo que:

**Resistencia a compresión**

$$F_{cr} = [0.658]^{\lambda_c^2} F_{my} =$$

$$F_{cr} = 140.83 \text{ ksi}$$

$$P_n = 6576.72 \text{ kips} = 2983.18 \text{ ton}$$

$$P_{ex} = P_{ey} = A_s F_m / \lambda_c^2 = 124481.35 \text{ kips} = 56464.37 \text{ ton}$$

**Resistencia a la Flexión:**

M<sub>nx</sub> y M<sub>ny</sub> resistencias nominales en flexión correspondiente a la sección compuesta completamente plastificada.

$$\beta = 0.80$$

$$\beta_{\text{final}} = 0.80$$

### Flexión alrededor de x:

Profundidad del eje Neutro Plástico, como la secc trabaja a flexión la suma de las fzas de compresión y de tensión deben ser iguales; de esta condicion se obtiene la prof del eje neutro.

$$c = \frac{A_a F_y + A_{rm} F_{yr} + 0.85 f'c A_{re}}{0.85 \beta f'c h_1} =$$

$$c = 19.75 \text{ in} = 50.16 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_2 - D) = 10.23 \text{ in} = 25.98 \text{ cm}$$

ENP esta en la secc de acero

### ENP EN LA SECCION DE ACERO

Verificar si esta en el alma o el patin pg 126 de Buen

$$c_2 = 10.94 \text{ in} = 27.78 \text{ cm}$$

$$0.5 (h_2 - D) + C = 11.42$$

C= tf

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.2. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$\text{si } c \leq 0.5 (h_2 - D) + C =$$

**ENP ESTA EN EL PATIN**

**SI ESTA EN EL PATIN ENP**

$$tpc = c_2 - 0.5 (h_1 - D) = 0.71 \text{ in}$$

$$Cc = 0.85 f'_c \beta h_1 c_2 = 1316.42 \text{ kips} = 597.12 \text{ ton}$$

$$Cre = A_{re} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 547.32 \text{ kips} = 248.26 \text{ ton}$$

$$Ca = B tpc (F_y - 0.85 f'_c) = 506.62 \text{ kips} = 229.80 \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_{yr} = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$T_{re} = A_{re} F_{yr} = 589.05 \text{ kips} = 267.19 \text{ ton}$$

$$T_{ps} = B (C - tpc) = 372.43 \text{ kips} = 168.93 \text{ ton}$$

$$T_{al} = A_{al} * F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$$

$$T_{pi} = A_p F_y = 926.12 \text{ kips} = 420.08 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2370.36 \text{ kips} = 1075.19 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 2356.95 \text{ kips} = 1069.11 \text{ ton}$$

6.09

**IGUALES COMPRESION Y TENSION**

Ec 8.101

$$M_{nx} = 42118.99 \text{ kips-in} = 485.27 \text{ T.m}$$

$$M_{nx} = 3509.92 \text{ kips-ft}$$

**SI ESTA EN EL ALMA ENP**

**PG 127**

$$c_2 = 7.68 \text{ in} = 19.51 \text{ cm}$$

Ec 8.103

$$M_{nx} = 34432.08 \text{ kips-in} = 396.70 \text{ T.m}$$

$$M_{nx} = 2869.34 \text{ kips-ft}$$

$$Cc = 0.85 f'_c \beta h_1 c_2 = 924.66 \text{ kips} = 419.42 \text{ ton}$$

$$Cre = A_{re} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 547.32 \text{ kips} = 248.26 \text{ ton}$$

$$C_{pc} = B tpc (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 847.40 \text{ kips} = 384.38 \text{ ton}$$

$$C_{ac} = T t_{pw} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 127.26 \text{ kips} = 57.72 \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_{yr} = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.2. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$T_{re} = A_{re} F_y = 589.05 \text{ kips} = 267.19 \text{ ton}$$

$$T_{At} = A_w F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$$

$$T_{pt} = A_p F_y = 926.12 \text{ kips} = 420.08 \text{ ton}$$

$$h_{ac} = -3.73 \text{ in} = -9.48 \text{ cm}$$

$$h_{ac} (\text{absoluto}) = 3.73$$

$$t_{at} = 0.75 \text{ in} = 1.89 \text{ cm}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2446.64 \text{ kips} = 1109.79 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 1984.52 \text{ kips} = 900.17 \text{ ton}$$

209.62

INCORRECTO, ENP ESTA EN EL PATIN

### ENP ESTA FUERA DE LA SECCION DE ACERO

PG 125

$$EC \ 8.98 \quad c_2 = 19.75 \text{ in} = 50.16 \text{ cm}$$

Ec 8.99

$$M_{nx} = 40428.68 \text{ kips-in} = 465.79 \text{ T.m}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_{h1} c_2 = 2376.72 \text{ kips} = 1078.08 \text{ ton}$$

$$C_{re} = A_{re} (F_y - 0.85 f'_c) = 547.32 \text{ kips} = 248.26 \text{ ton}$$

$$T_a = A_a F_y = 2335.00 \text{ kips} = 1059.15 \text{ ton}$$

$$T_e = A_{re} F_y = 589.05 \text{ kips} = 267.19 \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2924.05 \text{ kips} = 1326.34 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 2924.05 \text{ kips} = 1326.34 \text{ ton}$$

0.00

IGUALES COMPRESION Y TENSION

NO APLICA

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.2. Modelo de 15 niveles Q=4.

#### Flexión alrededor de y:

$$\begin{aligned} C_{re} &= 547.32 \text{ kips} = 248.26 \text{ ton} \\ T_a = A_a F_y &= 2335.00 \text{ kips} = 1059.15 \text{ ton} \end{aligned}$$

Ec. 8.104

$$c = 19.75 \text{ in} = 50.16 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_1 - B) = 9.93 \text{ in} = 25.23 \text{ cm}$$

**ENP esta EN la secc de acero y atraviesa los patines**

PG 129  $c_2 = 13.29 \text{ in} = 33.75 \text{ cm}$

$$b_{pc} = 3.35 \text{ in} = 8.52 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta h_1 c_2 = 1599.16 \text{ kips} = 725.37 \text{ ton}$$

$$C_{pc} = 2 * C * b_{pc} * (F_y - 0.85 f'_c) = 365.12 \text{ kips} = 165.62 \text{ ton}$$

ok  $T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$

ok  $T_{re} = A_{re} F_y = 589.05 \text{ kips} = 267.19 \text{ ton}$

$$T_{pt} = 2 * t_f * (b_f - b_{pc}) * f_y = 1453.20 \text{ kips} = 659.17 \text{ ton}$$

ok  $T_a = A_a * F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$

Ec. 8.107

$$M_{ny} = 44751.23 \text{ kips-in} = 515.60 \text{ T.m}$$

**SI ENP ESTA FUERA DE LA SECCIÓN DE ACERO**

$$M_{ny} = 35265.98 \text{ kips-in} = 406.31 \text{ T.m}$$

#### Cálculo de los Momentos Plásticos:

$$M_{px} = 14350.00 \text{ kips-in} = 165.33 \text{ T.m}$$

$$M_{py} = 7300.00 \text{ kips-in} = 84.11 \text{ T.m}$$

$$c_{ry} = 3.31 \quad c_{ry} = 8.42 \text{ cm}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.2. Modelo de 15 niveles Q=4.

$$cr_x = 2.69$$

$$cr_x = 6.83 \text{ cm}$$

### RESÚMEN

$$M_{nx} = 42118.99 \text{ kips-in} = 485.27 \text{ T.m}$$

$$M_{nx} = 3509.92 \text{ kips-ft}$$

$$M_{ny} = 44751.23 \text{ kips-in} = 515.60 \text{ T.m}$$

$$M_{ny} = 3729.27 \text{ kips-ft}$$

### EVALUAR LA ECUACIÓN DE ITERACIÓN:

$$\phi_c = 0.85$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) =$$

$$\phi_c P_n = 5590.21 \text{ kips} = 2535.70 \text{ ton}$$

$$\phi_b M_{nx} = 37907.09 \text{ kips} = 436.74 \text{ ton}$$

$$\phi_b M_{ny} = 40276.10 \text{ kips} = 464.04 \text{ ton}$$

CORRECTO

$$P_u / \phi_c P_n = 0.31 \text{ kips} = 0.31 \text{ ton}$$

$$M_{ux} / \phi_b M_{nx} = 0.16 \text{ kips} = 0.16 \text{ ton}$$

$$M_{uy} / \phi_b M_{ny} = 0.05 \text{ kips} = 0.05 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad 0.52$$

CORRECTO

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

### REVISION DE COLUMNAS SRC - AISC 2005

Pu=	1816.91	kips
Mu <sub>x</sub> =	1017.74	Kips-ft
Mu <sub>y</sub> =	342.82	Kips-ft
Longitud=	11.81	ft
k=	1.00	Según Apéndice 7

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 159  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi

#### Propiedades Geométricas

##### W 14 X 159

As=	46.70	in <sup>2</sup>
d =	14.98	in
t <sub>w</sub> =	0.75	in
b <sub>f</sub> =	15.57	in
t <sub>f</sub> =	1.19	in

I <sub>x</sub> =	1900.00	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.38	in
I <sub>y</sub> =	748.00	in <sup>4</sup>
r <sub>y</sub> =	4.00	in
h =	12.60	in
Z <sub>x</sub> =	287.00	in <sup>3</sup>
Z <sub>y</sub> =	146.00	in <sup>3</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor= b<sub>f</sub>/ 2t<sub>f</sub> = 6.54

#### Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 72.25$$

$\lambda < \lambda_p$  = Sección compacta

#### Para el alma

Relación h/t= 16.91

#### Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 72.25$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$  = Sección compacta

#### CONCRETO

f' <sub>c</sub> =	5.00	ksi
E <sub>c</sub> =	3900.00	ksi
recubrimiento=	2.50	in
aración ETABS=	3.25	in
aración ETABS=	0.08	m

H1=B=	39.37	in
H2= H=	39.37	in
H1 efectivo=	34.37	in
Acg=	1550.00	in <sup>2</sup>
Icg=	200209.13	in <sup>2</sup>



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

#### BARRAS DE ACERO

$f_{yt} =$	60.00	ksi
$f_u =$	65.00	ksi
separación min. =	2.50	in
entre varillas		

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
$d_{varsup}$	1.50	8.00	14.14	4175.32
$d_{varinf}$	1.50	8.00	14.14	4175.32
$d_{web}$	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			28.27	8350.63

$$\Sigma Asr = 28.27 \text{ in}^2$$

$$\Sigma Isr = \Sigma (\pi r^4 / 4) + A d^2 = 8350.63 \text{ in}^4$$

#### ESTRIBOS DE ACERO

$\phi$ de Varillas en octavos =	0.50	in
separación2 de los estribos según Sección 7.3 NTC EC =	19.69	in
No. De Caras que resisten el cortante =	4.00	
# de estribos =	7.20	
Ase =	0.79	in <sup>2</sup>
Asc Shear Studs (1/2") =	0.20	in <sup>2</sup>
la fza exterior se aplica direct 1) sobre el perfil, 2) sobre el concreto	2.00	

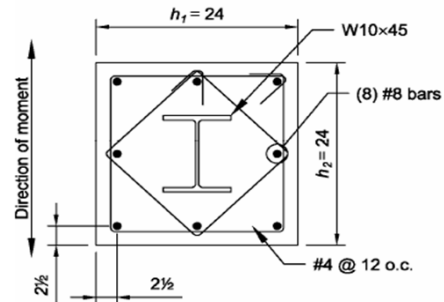
#### CONCRETO

$$Ac = Acg - As - Asr$$

$$Ic = Icg - Is - Isr$$

$$Ac = 1475.03 \text{ in}^2$$

$$Ic = 191110.50 \text{ in}^4$$



#### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto  $f'_c$  será la siguiente:  
 Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$

es correcto

2.-  $F_{yst} \leq 75 \text{ ksi}$

correcto

3.- Verificación de:  $As \geq 0.01 Ag$

$$As = 46.70 \text{ in}^2$$

$$0.01 Ag = 15.50 \text{ in}^2$$

es correcto

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a  $0.009 \text{ in}^2$  por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.04 > 0.01$$

**correcto**

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.02$$

**correcto**

6.-Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

**correcto**

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2}'' d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}''$  (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2}'' * d_b = 2.25$$

$$1.5 \text{ plg.} = 1.50$$

$$\text{La mayor de las 2} = 2.25$$

**correcto**

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = 1816.91 \text{ kips}$$

#### EJE X-X (EJE FUERTE)

Determinación de la resistencia a compresión disponible y el momento resistente:

#### PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yt} + 0.85 A_c f'_c$$

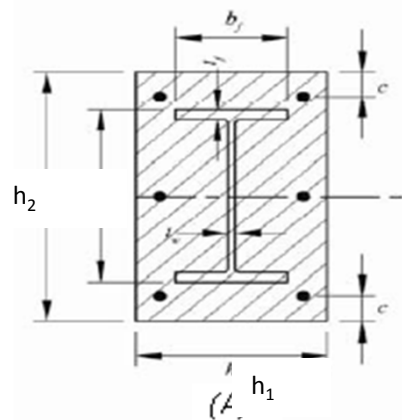
$$P_o = 10300.33 \text{ kips}$$

$$M_A = 0.00$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.16$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$E_{\text{eff}} = \boxed{2.62\text{E}+08} \text{ kips-in}^2$$

Por lo que:

$$\text{Carga Crítica de Pandeo } P_e = \frac{\pi^2 (E_{\text{eff}})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{128739.47}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.08}$$

$$0.44 P_o = \boxed{4532.15}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_o \left[ 0.658 \right]^{\frac{P_o}{P_e}}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nA} = \boxed{9961.11}$$

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = \boxed{3134.44} \text{ kips}$$

$$Z_s = \boxed{287.00} \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero

completo plástico del eje X

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = \boxed{472.40} \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = \boxed{14496.54} \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c * (0.85 f'_c)$$

$$M_D = \boxed{73499.05} \text{ k-in}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$M_D = \boxed{6124.92} \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{128739.47}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.08}$$

$$0.44 P_D = \boxed{1379.15}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_D [0.658]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nD} = \boxed{3031.21} \text{ kips}$$

<b>PUNTO B (<math>P_B=0</math>)</b>	$\left( \left( \frac{d}{2} \right) - tf \right) < h_n \leq \frac{d}{2} \quad \begin{matrix} d/2 - tf = \boxed{6.30} \\ (d/2) = \boxed{7.49} \end{matrix}$
Para $h_n$ en el patín	

$$h_n = \frac{0.85f'_c(A_c + A_s - db_f + A_{srs}) - 2F_y(A_s - db_f) - 2F_{yr}A_{srs}}{2[0.85f'_c(h_1 - bf) + 2f_y b_f]}$$

$$h_n = \boxed{7.25} \text{ in}$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \left( \frac{d}{2} - h_n \right) \left( \frac{d}{2} + h_n \right)$$

$$Z_{sn} = \boxed{231.64} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{1837.00} \text{ in}^3$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'c)$$

$$M_B = \boxed{58013.46} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{4834.46} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'c (h_1 - t_w) + 2 f_y t_w]}$$

$$h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$$

$$h_n = \boxed{12.60} \text{ in}$$

$$(d/2 - t_f) = \boxed{6.30}$$

$$Z_{sn} = t_w h_n^2$$

$$Z_{sn} = \boxed{118.25} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{6130.99} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 [0.85 f'c h_1]}$$

$$h_n \geq \frac{d}{2}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$h_n = \boxed{5.37} \text{ in}$$

$$(d/2) = \boxed{7.49}$$

$$Z_{sn} = Z_{sx}$$

$$Z_{sn} = \boxed{287.00} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{848.69} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'c)$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{0.00} \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:

$$M_B = \boxed{58013.46} \text{ k-in}$$

**58013.46 OK**

$$M_B = \boxed{4834.46} \text{ k-ft}$$

**PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'c * A_c$ )**

$$P_c = A_c (0.85 f'c)$$

$$P_c = \boxed{6268.87} \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = \boxed{4834.46} \text{ k-ft}$$

Por lo que: 
$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = \boxed{128739.47}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$P_o/P_e = 0.08$$

$$0.44 P_c = 2758.30$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right]^{P_o/P_e} \quad P_{nc} = 6062.42 \text{ kips}$$

### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$$\Phi_c = 0.75$$

$$P_u = 1816.91 \text{ kips}$$

$$\Phi_b = 0.90$$

$\Phi_c P_{nA} =$	7470.83	kips
$\Phi_b M_{nA} =$	0.00	k-ft
$\Phi_c P_{nB} =$	0.00	kips
$\Phi_b M_{nB} =$	4351.01	k-ft
$\Phi_c P_{nC} =$	4546.81	kips
$\Phi_b M_{nC} =$	4351.01	k-ft
$\Phi_c P_{nD} =$	2273.41	kips
$\Phi_b M_{nD} =$	5512.43	k-ft

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**FORMULA 2** OK

$$\frac{P_u - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$-0.93 + 0.08 \leq$$

$$-0.85 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

#### SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

$$\text{If } P_r < P_c$$

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\text{If } P_r \geq P_c$$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

FÓRMULA 2

$$\frac{0.23}{0.31} \leq \frac{0.08}{1.00}$$

CORRECTO

EJE Y-Y (DÉBIL)

$$h1 = 39.37$$

$$h2 = 39.37$$

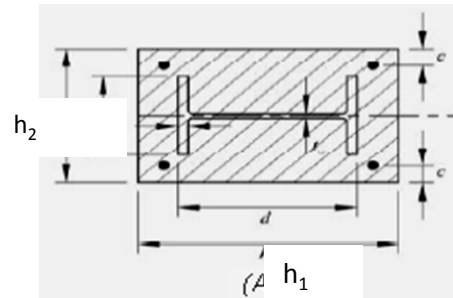
PUNTO A (M = 0)

Resistencia a compresión disponible:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$$

$$A_c = h1 \cdot h2 - A_s - A_{sr}$$

A <sub>c</sub> =	1475.03
P <sub>0</sub> =	10300.33 kips
M <sub>A</sub> =	0.00



$$C_1 = 0.1 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.30$$

$$C_1 = 0.16$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 262029103.62 \text{ kips-in}^2$$

$$\text{Por lo que: } P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_e = 128739.47$$

$$P_o / P_e = 0.08$$

$$0.44 P_o = 4532.15$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :  $P_n = P_o [0.658]^{P_o / P_e}$

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_{nA} = 9961.11$$



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

#### PUNTO D

$$P_D = \frac{A_c (0.85 f'_c)}{2}$$

$$P_D = 3134.44 \text{ kips}$$

$$Z_s = 146.00 \text{ kips}$$

Considerando el Módulo del Perfil de Acero completo plástico del eje Y

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right) =$$

$$Z_r = 536.72 \text{ kips}$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = 14573.21 \text{ in}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

$$M_D = 70471.43 \text{ k-in}$$

$$M_D = 5872.62 \text{ k-ft}$$

Por lo que:

$$Pe = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$Pe = 128739.47$$

$$Po/Pe = 0.08$$

$$0.44 P_D = 1379.15$$

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 Po$ :

$$P_n = P_D [0.658]^{Pe/Po}$$

b) Cuando  $Pe \leq 0.44 Po$ :

$$P_n = 0.877 * Pe$$

$$P_{nD} = 3031.21 \text{ kips}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

#### PUNTO B ( $P_B=0$ )

Para  $h_n$  debajo del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2t_f b_f) - 2F_y (A_s - 2t_f b_f)}{2[4t_f F_y + (h_1 - 2t_f) 0.85 f'_c]}$$

$$h_n \leq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \boxed{2.79} \text{ in}$$

$$b_f/2 = \boxed{7.78} \text{ correcto}$$

$$Z_{sn} = Z_s - 2t_f \left( \frac{b_f}{2} + h_n \right) \left( \frac{b_f}{2} - h_n \right)$$

$$Z_s = \boxed{146.00}$$

$$Z_{sn} = \boxed{20.40} \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = \boxed{286.38} \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = \boxed{68843.11} \text{ k-in}$$

$$M_B = \boxed{5736.93} \text{ k-ft}$$

Para  $h_n$  encima del patín

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2F_y A_s}{2[0.85 f'_c h_1]}$$

$$h_n \geq \frac{b_f}{2}$$

$$h_n = \boxed{5.37} \text{ in}$$

$$(d/2) = \boxed{7.49}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$Z_{sn} = Z_{sy}$$

$$Z_{sn} = 146.00 \text{ in}^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 160.78 \text{ in}^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-in}$$

$$M_B = 0.00 \text{ k-ft}$$

RESÚMEN:  $M_B = 68843.11 \text{ k-in}$

$$M_B = 5736.93 \text{ k-ft}$$

PUNTO C ( $M_C = M_B * P_c = 0.85 * f'_c * A_c$ )

$$P_c = A_c (0.85 f'_c)$$

$$P_c = 6268.87 \text{ kips}$$

$$M_{nc} = M_{nB} = 5736.93 \text{ k-ft}$$

Por lo que:  $Pe = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$

$$Pe = 128739.47$$

$$Po/Pe = 0.08$$

$$0.44 P_c = 2758.30$$

a) Cuando  $Pe \geq 0.44 Po$ :  $P_n = P_c [0.658]^{\frac{Po}{Pe}}$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :  $P_n = 0.877 * P_e$

$$P_n = P_c \left[ 0.658 \right] \frac{P_o}{P_e} \quad P_{nc} = \boxed{6062.42} \text{ kips}$$

#### PUNTO E

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2}$$

$$P_E = \boxed{6672.39} \text{ kips}$$

Por lo que:  $P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c) \left[ A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{SR}}{2} \right]$

$$P_e = \boxed{128739.47}$$

$$P_o/P_e = \boxed{0.08}$$

$$0.44 P_E = \boxed{2935.85}$$

a) Cuando  $P_e \geq 0.44 P_o$ :

b) Cuando  $P_e \leq 0.44 P_o$ :

$$P_n = P_E \left[ 0.658 \right] \frac{P_o}{P_e} \quad P_{nE} = \boxed{6452.64} \text{ kips}$$

$$Z_{se} = \boxed{146.00}$$

$$Z_{CE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{SE}$$

$$Z_{CE} = \boxed{2238.54}$$

$$M_E = M_D - Z_{se} F_y - \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$M_E = 58414.54 \text{ k-in}$$

$$M_E = 4867.88 \text{ k-ft}$$

#### RESÚMEN DE LA RESISTENCIA NORMAL INCLUYENDO EFECTOS LONGITUDINALES SEGÚN EL LRFD

$$\Phi_c = 0.75$$

$$\Phi_b = 0.90$$

$$P_u = 1816.91 \text{ kips}$$

$$\Phi_c P_{nA} = 7470.83 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nA} = 0.00 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nB} = 0.00 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nB} = 61958.80 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nC} = 4546.81 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nC} = 5163.23 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nD} = 2273.41 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nD} = 5285.36 \text{ k-ft}$$

$$\Phi_c P_{nE} = 4839.48 \text{ kips}$$

$$\Phi_b M_{nE} = 4381.09 \text{ k-ft}$$

#### RESISTENCIA

$$P_A > P_U$$

**CORRECTO**

Por lo tanto:

#### INTERACCIÓN

$$P_u > P_c$$

**ECUACION 2 C14**

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_c} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$-0.87 \leq 1.00$$

$$-0.87 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

#### RESÚMEN

**SI ES ECUACIÓN 1**  
PG 33 AISC 2005

$$\frac{P_U - P_C}{P_A - P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$-0.93 \quad 0.23 \quad 0.07$$

$$-0.63 \leq 1.00$$

$$-0.63 \leq 1.00$$

**CORRECTO**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.3. Modelo de 15 niveles Q=2.

SI ES ECUACIÓN 2

PG 33 AISC 2005

If  $P_r < P_c$

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

If  $P_r \geq P_c$

$$\frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1$$

$$\frac{0.20}{0.26} \leq \frac{0.07}{1.00}$$

CORRECTO OK

### CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE PARA SER TRANSFERIDA:

#### A) CUANDO LA FZA CORTANTE EXTERIOR SE APLICA DIRECT. AL CONCRETO

$$V = P_u / \phi_c = 2422.55 \text{ kips}$$

$$V' = V (A_s F_y / P_o) = 549.17$$

Cálculo de la Resistencia Nominal de 1 Shear Stud Connector

$$A_{sc} = 2.00$$

$$0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} = 139.64$$

$$A_{sc} F_u = 130.00$$

Por lo tanto usamos la sig Q: 130.00

Cálculo del número de studs requeridos para transferir la fza cortante total

$$V' / Q_n = 4.22$$

Redondeando a un # par, para dos caras

$$2.11$$

Determinación de los espacios para los shear studs

$$\text{Long. De la Columna en in} = 168.00 \text{ in}$$

$$\text{Máx. espaciamiento:} = 1.00 \text{ in}$$

Determinación de la long. De los studs para los patines

$$(d_c - d_{st}) / 2 - 3 \text{ in} = 39.37$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.4. Modelo de 15 niveles Q=2.

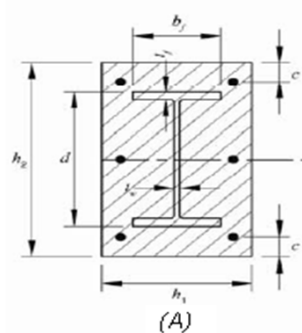
#### REVISION DE COLUMNAS SRC - NTC EM 2004

Pu=	824.15	ton	=	1816.91	kips
Mux =	140.71	ton - m	=	12212.88	kips-in
Muy =	47.40	ton - m	=	4113.81	kips-in
Vu=	42.62	ton	=	93.96	kips
Longitud=	3.60	m	=	141.73	in
$k_x$ =	1.00				
$k_y$ =	1.00				

#### PERFIL DE ACERO A 992

W 14 X 159  
ASTM A 992

Fy=	50.00	ksi
Fu=	65.00	ksi
Es=	29000.00	ksi



#### Propiedades Geométricas

Lbs/ft	mm * kg/m
W 14 X 159	

As=	46.70	in <sup>2</sup>
d =	14.98	in
t_w =	0.75	in
b_f =	15.57	in
t_f =	1.19	in
As (alma)=	9.39	in <sup>2</sup>
r_mx =	11.81	in
r_my =	11.81	in
r_mx =	11.81	in
r_my =	11.81	in

I_x =	1900.00	in <sup>4</sup>
r_x =	6.38	in
I_y =	748.00	in <sup>4</sup>
r_y =	4.00	in
h =	12.60	in
Z_x =	287.00	in <sup>3</sup>
Z_y =	146.00	in <sup>3</sup>
Z_y =	146.00	in <sup>3</sup>
As (patin)=	18.52	in <sup>2</sup>

#### Para el patín

Relación Ancho / Espesor=  $b_f / 2t_f = 6.54$

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

$$\lambda < \lambda_p = \text{Sección compacta}$$

#### Para el alma

Relación h/t= 16.91

Sección Compacta:

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 54.43$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 72.25$$

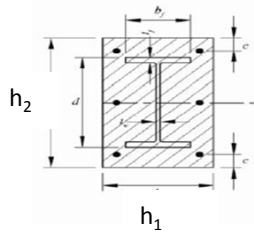
$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r = \text{Sección compacta}$$

# APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

## C.3.4. Modelo de 15 niveles Q=2.

### CONCRETO

f'c=	5.00	ksi
Ec=	3733.45	ksi
recubrimiento=	1.94	in
rcy	2.69	in
rcx	2.69	in
Cry	3.44	in



H1=B=	39.37	in
H2= H=	39.37	in
H efectivo=	35.49	in
Acg=	1550.00	in <sup>2</sup>
Icg=	200209.13	in <sup>2</sup>

### BARRAS DE ACERO

fyt=	60.00	ksi
separación min.=	2.25	in

	Diám en octavos	Cantidad	Area (in <sup>2</sup> )	Isr (in <sup>4</sup> )
d <sub>varsup</sub>	1.50	8.00	14.14	35618.91
d <sub>varinf</sub>	1.50	8.00	14.14	35618.91
d <sub>web</sub>	1.00	0.00	0.00	0.00
SUMATORIAS			28.27	71237.82

Area por cara

$$\Sigma Asr = 28.27 \text{ in}^2$$

$$\Sigma Isr = \Sigma (\pi r^4 / 4) + A d^2 = 71237.82 \text{ in}^4$$

### ESTRIBOS DE ACERO

φ de Varillas en octavos=	0.50	in
separación2 de los estribos según Sección 7.3 NTC EC =	19.69	in
No. De Caras que resisten el cortante =	4.00	
# de estribos=	2.19	
Ase =	0.79	in <sup>2</sup>

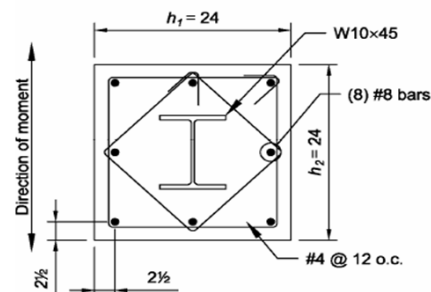
### CONCRETO

$$Ac = Acg - As - Asr$$

$$Ic = Icg - Is -$$

$$Ac = 1475.03 \text{ in}^2$$

$$Ic = 128223.31 \text{ in}^4$$



### VERIFICACIÓN DE LIMITACIONES:

1.- La resistencia del concreto f'c será la siguiente:  
 Concreto de Peso Normal: 3 ksi ≤ f'c ≤ 10 ksi. ó 200 kg/cm2 ≤ f'c ≤ 700 kg/cm2

es correcto

2.- Fyst ≤ 75 ksi

correcto



## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.4. Modelo de 15 niveles Q=2.

3.- Verificación de:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

$$A_s = \boxed{46.70} \text{ in}^2$$

$$0.01 A_g = \boxed{15.50} \text{ in}^2$$

es correcto

4.- El concreto que encamisa el perfil de acero debe de estar reforzado con barras longitudinales y estribos laterales o espirales. El mínimo refuerzo transversal debe ser mayor a  $0.009 \text{ in}^2$  por in de espaciamiento de estribos.

$$\frac{A_{se}}{\text{separación}} = 0.04 > 0.01$$

correcto

$$5.- \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr} = 0.00$$

$$A_{sr}/A_g = 0.02$$

correcto

6.-Verificación del recubrimiento, medido del borde exterior de las barras de refuerzo, verticales u horizontales, como mínimo de 38 mm.

correcto

7.- Verificación de la separación mínima entre barras longitudinales:  $S \geq 1 \frac{1}{2}'' d_b$  ó  $1 \frac{1}{2}''$  (el mayor de los dos).

$$1 \frac{1}{2}'' * d_b = \boxed{2.25}$$

$$1.5 \text{ plg.} = \boxed{1.50}$$

$$\text{La mayor de las 2} = \boxed{2.25}$$

correcto

Resistencia a compresión requerida:

$$P_u = \boxed{824.15} \text{ kips}$$

$$(KL/r)_{cr} = \boxed{12.00}$$

$$A_c = h_1 * h_2 - (A_a + A_r) = \boxed{1475.03} \text{ in}^2$$

$$F_{my} = F_y + 0.7 F_{yr} (A_r/A_a) + 0.6 f'_c (A_c/A_g) = \boxed{170.18} \text{ ksi}$$

$$E_c = 14\,000 * \text{raiz } f'_c = \boxed{3733.45} \text{ ksi}$$

$$E_m = E + 0.2 E_c (A_c/A_a) = \boxed{52584.35} \text{ ksi}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.4. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$\lambda_c = \frac{K L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} =$$

$$\lambda_c = 0.22$$

correcto

Por lo que:

**Resistencia a compresión**

$$F_{cr} = [0.658]^{\lambda_c^2} F_{my} =$$

$$F_{cr} = 166.85 \text{ ksi}$$

$$P_n = 7792.07 \text{ kips} = 3534.46 \text{ ton}$$

$$P_{ex} = P_{ey} = A_s F_m / \lambda_c^2 = 168310.29 \text{ kips} = 76345.05 \text{ ton}$$

**Resistencia a la Flexión:**

M<sub>nx</sub> y M<sub>ny</sub> resistencias nominales en flexión correspondiente a la sección compuesta completamente plastificada.

$$\beta = 0.80$$

$$\beta_{\text{final}} = 0.80$$

### Flexión alrededor de x:

Profundidad del eje Neutro Plástico, como la secc trabaja a flexión la suma de las fzas de compresión y de tensión deben ser iguales; de esta condicion se obtiene la prof del eje neutro.

$$c = \frac{A_a F_y + A_{rm} F_{yr} + 0.85 f'_c A_{re}}{0.85 \beta f'_c h_1} =$$

$$c = 17.91 \text{ in} = 45.49 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_2 - D) = 12.20 \text{ in} = 30.98 \text{ cm}$$

ENP esta en la secc de acero

### ENP EN LA SECCION DE ACERO

Verificar si esta en el alma o el patin pg 126 de Buen

$$c_2 = 12.67 \text{ in} = 32.17 \text{ cm}$$

$$0.5 (h_2 - D) + C = 13.39$$

C= tf

si  $c \leq 0.5 (h_2 - D) + C =$

ENP ESTA EN EL PATIN

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.4. Modelo de 15 niveles Q=2.

#### SI ESTA EN EL PATIN ENP

$$tpc = c2 - 0.5 (h1 - D) = 0.47 \text{ in}$$

$$Cc = 0.85 f'c \beta h1 c2 = 1693.72 \text{ kips} = 768.27 \text{ ton}$$

$$Cre = Are (Fyr - 0.85 f'c) = 788.15 \text{ kips} = 357.50 \text{ ton}$$

$$Ca = B tpc (Fy - 0.85 f'c) = 335.12 \text{ kips} = 152.01 \text{ ton}$$

$$Trm = Arm Fyr = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$Tre = Are Fyr = 848.23 \text{ kips} = 384.75 \text{ ton}$$

$$Tps = B (C - tpc) = 559.87 \text{ kips} = 253.96 \text{ ton}$$

$$Tal = Aal * Fy = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$$

$$Tpi = Ap Fy = 926.12 \text{ kips} = 420.08 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2816.98 \text{ kips} = 1277.77 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De Tensión} = 2803.57 \text{ kips} = 1271.69 \text{ ton}$$

6.09

IGUALES COMPRESION Y TENSION

Ec 8.101

$$Mnx = 57574.61 \text{ kips-in} = 663.34 \text{ T.m}$$

$$Mnx = 4797.88 \text{ kips-ft}$$

#### SI ESTA EN EL ALMA ENP

PG 127

$$c2 = 8.02 \text{ in} = 20.36 \text{ cm}$$

Ec 8.103

$$Mnx = 46468.81 \text{ kips-in} = 535.38 \text{ T.m}$$

$$Mnx = 3872.40 \text{ kips-ft}$$

$$Cc = 0.85 f'c \beta h1 c2 = 1072.07 \text{ kips} = 486.29 \text{ ton}$$

$$Cre = Are (Fyr - 0.85 f'c) = 788.15 \text{ kips} = 357.50 \text{ ton}$$

$$Cpc = B tpc (Fyr - 0.85 f'c) = 847.40 \text{ kips} = 384.38 \text{ ton}$$

$$Cac = T tpw (Fyr - 0.85 f'c) = 182.96 \text{ kips} = 82.99 \text{ ton}$$

$$Trm = Arm Fyr = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.4. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$T_{re} = A_{re} F_{yr} \quad 848.23 \text{ kips} = 384.75 \text{ ton}$$

$$T_{At} = A_w F_y \quad 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$$

$$T_{pt} = A_p F_y \quad 926.12 \text{ kips} = 420.08 \text{ ton}$$

$$h_{ac} = -5.37 \text{ in} = -13.63 \text{ cm}$$

$$h_{ac} (\text{absoluto}) = 5.37$$

$$t_{at} = 0.75 \text{ in} = 1.89 \text{ cm}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 2890.58 \text{ kips} = 1311.16 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 2243.70 \text{ kips} = 1017.73 \text{ ton}$$

293.42

INCORRECTO, ENP ESTA EN EL PATIN

### ENP ESTA FUERA DE LA SECCION DE ACERO

PG 125

$$EC \ 8.98 \quad c_2 = 17.91 \text{ in} = 45.49 \text{ cm}$$

Ec 8.99

$$M_{nx} = 57817.49 \text{ kips-in} = 666.14 \text{ T.m}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta h_1 c_2 = 2395.08 \text{ kips} = 1086.40 \text{ ton}$$

$$C_{re} = A_{re} (F_{yr} - 0.85 f'_c) = 788.15 \text{ kips} = 357.50 \text{ ton}$$

$$T_a = A_a F_y \quad 2335.00 \text{ kips} = 1059.15 \text{ ton}$$

$$T_e = A_{re} F_{yr} \quad 848.23 \text{ kips} = 384.75 \text{ ton}$$

$$T_{rm} = A_{rm} F_{yr} \quad 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De COMPRESIÓN} = 3183.23 \text{ kips} = 1443.90 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ Fzas. De TENSIÓN} = 3183.23 \text{ kips} = 1443.90 \text{ ton}$$

0.00

IGUALES COMPRESION Y TENSION

NO APLICA

**Flexión alrededor de y:**

$$C_{re} = 788.15 \text{ kips} = 357.50 \text{ ton}$$

$$T_a = A_a F_y = 2335.00 \text{ kips} = 1059.15 \text{ ton}$$

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.4. Modelo de 15 niveles Q=2.

Ec. 8.104

$$c = 17.91 \text{ in} = 45.49 \text{ cm}$$

Si  $c \leq 0.5 (h_2 - D)$ , el Eje Neutro esta fuera de la secc de acero, si no pasa por ella

$$0.5 (h_1 - B) = 11.90 \text{ in} = 30.23 \text{ cm}$$

**ENP esta EN la secc de acero y atraviesa los patines**

PG 129  $c_2 = 14.09 \text{ in} = 35.78 \text{ cm}$

$b_{pc} = 2.18 \text{ in} = 5.55 \text{ cm}$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta h_1 c_2 = 1883.82 \text{ kips} = 854.49 \text{ ton}$$

$$C_{pc} = 2 * C * b_{pc} * (F_y - 0.85 f'_c) = 237.88 \text{ kips} = 107.90 \text{ ton}$$

ok  $T_{rm} = A_{rm} F_y = 0.00 \text{ kips} = 0.00 \text{ ton}$

ok  $T_{re} = A_{re} F_y = 848.23 \text{ kips} = 384.75 \text{ ton}$

$$T_{pt} = 2 * t_f * (b_f - b_{pc}) * f_y = 1592.26 \text{ kips} = 722.24 \text{ ton}$$

ok  $T_{al} = A_{al} * F_y = 469.35 \text{ kips} = 212.90 \text{ ton}$

Ec. 8.107

$$M_{ny} = 62182.88 \text{ kips-in} = 716.43 \text{ T.m}$$

**SI ENP ESTA FUERA DE LA SECCIÓN DE ACERO**

$$M_{ny} = 51270.54 \text{ kips-in} = 590.71 \text{ T.m}$$

**Cálculo de los Momentos Plásticos:**

$$M_{px} = 14350.00 \text{ kips-in} = 165.33 \text{ T.m}$$

$$M_{py} = 7300.00 \text{ kips-in} = 84.11 \text{ T.m}$$

$$c_{ry} = 3.44 \quad c_{ry} = 8.74 \text{ cm}$$

$$c_{rx} = 2.69 \quad c_{rx} = 6.83 \text{ cm}$$

**RESÚMEN**

## APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS A FLEXOCOMPRESIÓN

### C.3.4. Modelo de 15 niveles Q=2.

$$\begin{aligned} M_{nx} &= 57574.61 \text{ kips-in} &= 663.34 \text{ T.m} \\ M_{nx} &= 4797.88 \text{ kips-ft} \\ M_{ny} &= 62182.88 \text{ kips-in} &= 716.43 \text{ T.m} \\ M_{ny} &= 5181.91 \text{ kips-ft} \end{aligned}$$

EVALUAR LA ECUACIÓN DE ITERACIÓN:

$$\phi_c = 0.85$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) =$$

$$\phi_c P_n = 6623.26 \text{ kips} = 3004.29 \text{ ton}$$

$$\phi_b M_{nx} = 51817.15 \text{ kips} = 597.00 \text{ ton}$$

$$\phi_b M_{ny} = 55964.59 \text{ kips} = 644.79 \text{ ton}$$

CORRECTO

$$P_u / \phi_c P_n = 0.27 \text{ kips} = 0.27 \text{ ton}$$

$$M_{ux} / \phi_b M_{nx} = 0.24 \text{ kips} = 0.24 \text{ ton}$$

$$M_{uy} / \phi_b M_{ny} = 0.07 \text{ kips} = 0.07 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad 0.58$$

CORRECTO

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.1.1. Modelos de 3 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 18 x 35

Nota : Solo vigas compactas

$M_u (-)$	=	-13.381	ton - m	=	-96.783	kips-ft
$M_u (+)$	=	10.061	ton - m	=	72.770	kips-ft
$V_u$	=	13.02	ton	=	28.704	kips
$L$	=	6	m	=	236.220	in
$L_b(\text{no sop})$	=	2	m	=	78.740	in

	( ton - m )	( kips-ft )
$M_{\max}$	13.381	96.783
$M_A$	6.65	48.099
$M_B$	2.17	15.695
$M_C$	11	79.562

#### Propiedades del perfil : W18X35

$d$	=	17.7	in	$f'_c$	=	3.56	ksi
$t_w$	=	0.3	in	$W_c$	=	34.15	ksi
$b_f$	=	6	in	$E_c$	=	3703.37	ksi
$t_f$	=	0.425	in	$t$	=	2.362	in ( espesor total de la losa )
$k$	=	1.125	in	$Z_x$	=	66.5	in <sup>3</sup>
$A_s$	=	10.3	in <sup>2</sup>	$S_x$	=	57.6	in <sup>3</sup>
$F_y$	=	50	kips	$I_y$	=	15.3	in <sup>4</sup>
$F_u$	=	65	kips	$r_y$	=	1.22	in
$E$	=	29,000.00	ksi	$J$	=	0.506	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exceder

- 1.- 59.055 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.220 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente )
- 3.- 118.110 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 51.500 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\Phi M_n = 378.653 > 72.770 \text{ kips-ft} \quad (\text{Resistencia, momento positivo})$$

**La sección es adecuada**

$$\Phi M_n = 274.313 > 96.783 \text{ kips-ft} \quad (\text{Resistencia, momento negativo})$$

**La sección es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.1.1. Modelos de 3 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 18 x 35

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 51.500$$

$$\Phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$A_w = 4.635 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 231.750 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 1.691 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = 175.081 > 28.704 \text{ kips}$$

La resistencia por cortante es adecuada



## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.1.1. Modelos de 3 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 18 x 35

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 2.88 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 549.309 \text{ kips}$$

$$T = 387.500 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.155 \text{ in}$$

$$M_n = 5,048.713 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 420.726 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 378.653 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 3,657.50 \text{ kips-in} \quad 3801.6$$

$$304.792 \text{ kips.ft}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.759$$

$$c = 1 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 11.7 \text{ in}$$

$$C_w = 1,140.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.740 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.51$$

$$L_p = 51.711 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.0008$$

$$L_r = 154.294 \text{ in}$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 2,704.064$$

$$F_{cr} = 200.40 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 5,673.182 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 3,657.500 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 274.313 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.1.2. Modelos de 3 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 14 x 30

Nota : Solo vigas compactas

$M_u (-) =$	0	ton - m	=	0.000	kips-ft
$M_u (+) =$	9.082	ton - m	=	65.689	kips-ft
$V_u =$	6.05	ton	=	13.338	kips
$L =$	6	m	=	236.220	in
$L_b(\text{no sop}) =$	2	m	=	78.740	in

	( ton - m )	( kips-ft )
$M_{\max} =$	9.082	65.689
$M_A =$	6.24	45.133
$M_B =$	5.59	40.432
$M_C =$	3.47	25.098

#### Propiedades del perfil : W14 X 30

$d =$	13.84	in	$f'_c =$	3.56	ksi
$t_w =$	0.27	in	$W_c =$	34.15	ksi
$b_f =$	6.73	in	$E_c =$	3703.37	ksi
$t_f =$	0.385	in	$t =$	2.362	in ( espesor total de la losa )
$k =$	0.9375	in	$Z_x =$	47.3	in <sup>3</sup>
$A_s =$	8.85	in <sup>2</sup>	$S_x =$	42	in <sup>3</sup>
$F_y =$	60	kips	$I_y =$	19.6	in <sup>4</sup>
$F_u =$	65	kips	$r_y =$	1.49	in
$E =$	29,000.00	ksi	$J =$	0.380	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exceder:

- 1.- 59.055 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.220 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente )
- 3.- 118.110 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 44.315 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\Phi M_n = 312.400 > 65.689 \text{ kips-ft} \quad (\text{ Resistencia, momento positivo } )$$

**La sección es adecuada**

$$\Phi M_n = 212.850 > 0.000 \text{ kips-ft} \quad (\text{ Resistencia, momento negativo } )$$

**La sección es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.1.2. Modelos de 3 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 14 x 30

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 44.315$$

$$\Phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$A_w = 3.231 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 193.833 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 1.896 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = 146.797 > 13.338 \text{ kips}$$

La resistencia por cortante es adecuada

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.1.2. Modelos de 3 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 14 x 30

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 2.97 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 577.272 \text{ kips}$$

$$T = 375.537 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.135 \text{ in}$$

$$M_n = 4,165.338 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 347.112 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi M_n = 312.400 \text{ kips-ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 2,838.00 \text{ kips-in}$$

$$236.500$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.530$$

$$c = 1 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 7.11 \text{ in}$$

$$C_w = 887.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.740 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.77$$

$$L_p = 57.653 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.0013$$

$$L_r = 172.810 \text{ in}$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 1,974.931$$

$$F_{cr} = 242.51 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b$$

$$< L_r$$

$$M_n = 4,041.477 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 2,838.000 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 212.850 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.2.1. Modelos de 3 niveles Q=2. Vigas principales perfil W 18 x 35

Nota : Solo vigas compactas

$M_u (-) =$	-21.02	ton - m	=	-152.035	kips-ft
$M_u (+) =$	11.309	ton - m	=	81.797	kips-ft
$V_u =$	13.66	ton	=	30.115	kips
$L =$	6	m	=	236.220	in
$L_b(\text{no sop}) =$	2	m	=	78.740	in

	( ton - m )	( kips-ft )
$M_{\max} =$	21.02	152.035
$M_A =$	6.65	48.099
$M_B =$	2.17	15.695
$M_C =$	11	79.562

#### Propiedades del perfil : W18X35

$d =$	17.7	in	$f'_c =$	3.56	ksi
$t_w =$	0.3	in	$W_c =$	34.15	ksi
$b_f =$	6	in	$E_c =$	3703.37	ksi
$t_f =$	0.425	in	$t =$	2.362	in ( espesor total de la losa )
$k =$	1.125	in	$Z_x =$	66.5	in <sup>3</sup>
$A_s =$	10.3	in <sup>2</sup>	$S_x =$	57.6	in <sup>3</sup>
$F_y =$	50	kips	$I_y =$	15.3	in <sup>4</sup>
$F_u =$	65	kips	$r_y =$	1.22	in
$E =$	29,000.00	ksi	$J =$	0.506	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe ex

- 1.- 59.055 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.220 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central d la viga adyacente )
- 3.- 118.110 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 51.500 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\Phi M_n = 378.653 > 81.797 \text{ kips-ft} \quad (\text{ Resistencia, momento positivo } )$$

**La sección es adecuada**

$$\Phi M_n = 274.313 > 152.035 \text{ kips-ft} \quad (\text{ Resistencia, momento negativo } )$$

**La sección es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.2.1. Modelos de 3 niveles Q=2. Vigas principales perfil W 18 x 35

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 51.500$$

$$\Phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$A_w = 4.635 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 231.750 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 1.691 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = 175.081 > 30.115 \text{ kips}$$

La resistencia por cortante es adecuada

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.2.1. Modelos de 3 niveles Q=2. Vigas principales perfil W 18 x 35

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 2.88 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 549.309 \text{ kips}$$

$$T = 387.500 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.155 \text{ in}$$

$$M_n = 5,048.713 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 420.726 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 378.653 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 3,657.50 \text{ kips-in}$$

$$304.792 \text{ kips.ft}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 2.301$$

$$c = 1 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 11.7 \text{ in}$$

$$C_w = 1,140.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.740 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.51$$

$$L_p = 51.711 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.0008$$

$$L_r = 154.294 \text{ in}$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 2,704.064$$

$$F_{cr} = 262.15 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b$$

$$< L_r$$

$$M_n = 7,421.325 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 3,657.500 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 274.313 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.2.2. Modelos de 3 niveles Q=2. Vigas secundarias perfil W 14 x 30

$M_u (-) =$	0	ton - m	=	0.000	kips-ft				
$M_u (+) =$	9.082	ton - m	=	65.689	kips-ft	$M_{max} =$	9.082	( ton - m )	65.689 ( kips-ft )
$V_u =$	6.05	ton	=	13.338	kips	$M_A =$	6.24		45.133
$L =$	6	m	=	236.220	in	$M_B =$	5.59		40.432
$L_b(\text{no sop}) =$	2	m	=	78.740	in	$M_C =$	3.47		25.098

#### Propiedades del perfil : W14 X 30

$d =$	13.84	in	$f'_c =$	3.56	ksi		
$t_w =$	0.27	in	$W_c =$	34.15	ksi		
$b_f =$	6.73	in	$E_c =$	3703.37	ksi	17.0942	
$t_f =$	0.385	in	$t =$	2.362	in ( espesor total de la losa )		
$k =$	0.9375	in	$Z_x =$	47.3	in <sup>3</sup>		
$A_s =$	8.85	in <sup>2</sup>	$S_x =$	42	in <sup>3</sup>		
$F_y =$	50	kips	$I_y =$	19.6	in <sup>4</sup>		
$F_u =$	65	kips	$r_y =$	1.49	in		
$E =$	29,000.00	ksi	$J =$	0.380	in <sup>4</sup>		

#### Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exced

- 1.- 59.055 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.220 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente )
- 3.- 118.110 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 44.315 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\phi M_n = 266.999 > 65.689 \text{ kips-ft} \quad ( \text{ Resistencia, momento positivo } )$$

**La sección es adecuada**

$$\phi M_n = 177.375 > 0.000 \text{ kips-ft} \quad ( \text{ Resistencia, momento negativo } )$$

**La sección es adecuada**



## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.2.2. Modelos de 3 niveles Q=2. Vigas secundarias perfil W 14 x 30

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 44.315$$

$$\Phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$A_w = 3.231 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 161.528 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 1.896 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = 122.568 > 13.338 \text{ kips}$$

La resistencia por cortante es adecuada

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.2.2. Modelos de 3 niveles Q=2. Vigas secundarias perfil W 14 x 30

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 2.48 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 551.362 \text{ kips}$$

$$T = 312.948 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.031 \text{ in}$$

$$M_n = 3,559.982 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 296.665 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 266.999 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 2,365.00 \text{ kips-in}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.530$$

$$c = 1 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 7.11 \text{ in}$$

$$C_w = 887.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.740 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.77$$

$$L_p = 63.156 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.0013$$

$$L_r = 195.396 \text{ in}$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 1,974.931$$

$$F_{cr} = 242.51 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 3,457.276 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 2,365.000 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 177.375 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.3.1. Modelos de 6 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 18 X 60

Nota : Solo vigas compactas					
Mu ( - ) =	-29.44	ton - m	=	-212.94	kips-ft
Mu ( + ) =	22.19	ton - m	=	160.52	kips-ft
Vu =	14.36	ton	=	31.66	kips
L =	6.00	m	=	236.22	in
Lb(no sop) =	2.00	m	=	78.74	in
				M <sub>max</sub> =	15.59      112.78
				M <sub>A</sub> =	7.68      55.55
				M <sub>B</sub> =	10.25      74.14
				M <sub>C</sub> =	15.59      112.78

#### Propiedades del perfil : W18 X 60

d =	18.24	in	f'c =	4.98	ksi
t <sub>w</sub> =	0.42	in	W <sub>c</sub> =	34.15	ksi
b <sub>f</sub> =	7.56	in	E <sub>c</sub> =	4381.88	ksi
t <sub>f</sub> =	0.70	in	t =	2.36	in ( espesor total de la losa )
k =	1.38	in	Z <sub>x</sub> =	123.00	in <sup>3</sup>
A <sub>s</sub> =	17.60	in <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> =	108.00	in <sup>3</sup>
F <sub>y</sub> =	55.00	kips	I <sub>y</sub> =	50.10	in <sup>4</sup>
F <sub>u</sub> =	65.00	kips	r <sub>y</sub> =	1.69	in
E =	29000.00	ksi	J =	2.17	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exceder

- 1.- 59.06 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.22 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente )
- 3.- 118.11 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.06 \text{ in}$$

$$h / t_w = 37.33 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\phi M_n = 707.99 > 160.52 \text{ kips-ft} \quad ( \text{ Resistencia, momento positivo } )$$

**La sección es adecuada**

$$\phi M_n = 507.38 > 212.94 \text{ kips-ft} \quad ( \text{ Resistencia, momento negativo } )$$

**La sección es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.3.1. Modelos de 6 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 18 X 60

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 37.33$$

$$\Phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = 6.43 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 353.56 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 2.52 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = 267.06 > 31.66 \text{ kips}$$

**La resistencia por cortante es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.3.1. Modelos de 6 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 24 x 55

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 3.87 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 879.32 \text{ kips}$$

$$T = 679.21 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.45 \text{ in}$$

$$M_n = 9439.92 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 786.66 \text{ kips.ft}$$

$$\phi M_n = 707.99 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 6765.00 \text{ kips-in} \quad 7128.00$$

$$563.75 \text{ kips.ft}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.30$$

$$c = 1.00 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 10.69 \text{ in}$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$C_w = 3870.00 \text{ in}^6$$

$$L_p = 68.30 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 2.02$$

$$L_r = 226.09 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.00$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 1520.69$$

$$F_{cr} = 270.83 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b$$

$$< L_r$$

$$M_n = 8577.52 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 6765.00 \text{ kips-in}$$

$$\phi M_n = 507.38 \text{ kips-ft}$$

$$563.75$$



## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.3.2. Modelos de 6 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 14 X 34

$$\begin{aligned} C_v &= 1.00 \\ A_w &= 3.50 \text{ in}^2 \\ \Phi_v V_n &= 175.13 \text{ kips} \end{aligned}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$\begin{aligned} V_c &= 1.90 \text{ kips} \\ \Phi_v V_t &= 132.78 > 13.34 \text{ kips} \end{aligned}$$

**La resistencia por cortante es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.3.2. Modelos de 6 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 18 x 35

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 2.80 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 575.37 \text{ kips}$$

$$T = 346.44 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.12 \text{ in}$$

$$M_n = 3993.67 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 332.81 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 299.53 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 2730.00 \text{ kips-in}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.53$$

$$c = 1.00 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 7.25 \text{ in}$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$C_w = 1140.00 \text{ in}^6$$

$$L_p = 64.85 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.83$$

$$L_r = 212.21 \text{ in}$$

$$J c/S_x h_o = 0.00$$

$$(L_b/r_{ts})^2 = 1848.84$$

$$F_{cr} = 263.01 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b$$

$$< L_r$$

$$M_n = 4028.74 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 2730.00 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 204.75 \text{ kips-ft}$$



## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.4.1. Modelos de 6 niveles Q=2. Vigas principales perfil W 18 X 60

$M_u (-)$	=	-39.44	ton - m	=	-285.27	kips-ft
$M_u (+)$	=	28.25	ton - m	=	204.33	kips-ft
$V_u$	=	14.36	ton	=	31.66	kips
$L$	=	6.00	m	=	236.22	in
$L_b(\text{no sop})$	=	2.00	m	=	78.74	in

Nota : Solo vigas compactas

	( ton - m )	( kips-ft )
$M_{\max}$	15.59	112.78
$M_A$	7.68	55.55
$M_B$	10.25	74.14
$M_C$	15.59	112.78

#### Propiedades del perfil : W18 X 60

$d$	=	18.24	in	$f'_c$	=	4.98	ksi
$t_w$	=	0.42	in	$W_c$	=	34.15	ksi
$b_f$	=	7.56	in	$E_c$	=	4381.88	ksi
$t_f$	=	0.70	in	$t$	=	2.36	in ( espesor total de la losa )
$k$	=	1.38	in	$Z_x$	=	123.00	in <sup>3</sup>
$A_s$	=	17.60	in <sup>2</sup>	$S_x$	=	108.00	in <sup>3</sup>
$F_y$	=	55.00	kips	$I_y$	=	50.10	in <sup>4</sup>
$F_u$	=	65.00	kips	$r_y$	=	1.69	in
$E$	=	29000.00	ksi	$J$	=	2.17	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exceder

- 1.- 59.06 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.22 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente )
- 3.- 118.11 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.06 \text{ in}$$

$$h / t_w = 37.33 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plástica de esfuerzos}$$

$$\phi M_n = 707.99 > 204.33 \text{ kips-ft} \quad (\text{Resistencia, momento positivo})$$

**La sección es adecuada**

$$\phi M_n = 507.38 > 285.27 \text{ kips-ft} \quad (\text{Resistencia, momento negativo})$$

**La sección es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.4.1. Modelos de 6 niveles Q=2. Vigas principales perfil W 18 X 60

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 37.33$$

$$\Phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = 6.43 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 353.56 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 2.52 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = 267.06 > 31.66 \text{ kips}$$

**La resistencia por cortante es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.3.1. Modelos de 6 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 24 x 55

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 3.87 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 879.32 \text{ kips}$$

$$T = 679.21 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.45 \text{ in}$$

$$M_n = 9439.92 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 786.66 \text{ kips.ft}$$

$$\phi M_n = 707.99 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 6765.00 \text{ kips-in} \quad 7128.00$$

$$563.75 \text{ kips.ft}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.30$$

$$c = 1.00 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 10.69 \text{ in}$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$C_w = 3870.00 \text{ in}^6$$

$$L_p = 68.30 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 2.02$$

$$L_r = 226.09 \text{ in}$$

$$J c/S_x h_o = 0.00$$

$$(L_b/r_{ts})^2 = 1520.69$$

$$F_{cr} = 270.83 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b$$

$$< L_r$$

$$M_n = 8577.52 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 6765.00 \text{ kips-in}$$

$$\phi M_n = 507.38 \text{ kips-ft}$$

$$563.75$$



## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.4.2. Modelos de 6 niveles Q=2. Vigas secundarias perfil W 14 X 34

$$\begin{aligned} C_v &= 1.00 \\ A_w &= 3.50 \text{ in}^2 \\ \Phi_v V_n &= 175.13 \text{ kips} \end{aligned}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$\begin{aligned} V_c &= 1.90 \text{ kips} \\ \Phi_v V_t &= 132.78 > 13.34 \text{ kips} \end{aligned}$$

**La resistencia por cortante es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.3.2. Modelos de 6 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 18 x 35

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 2.80 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 575.37 \text{ kips}$$

$$T = 346.44 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.12 \text{ in}$$

$$M_n = 3993.67 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 332.81 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 299.53 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 2730.00 \text{ kips-in}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.53$$

$$c = 1.00 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 7.25 \text{ in}$$

$$C_w = 1140.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.83$$

$$L_p = 64.85 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.00$$

$$L_r = 212.21 \text{ in}$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 1848.84$$

$$F_{cr} = 263.01 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b$$

$$< L_r$$

$$M_n = 4028.74 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 2730.00 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 204.75 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.5.1. Modelos de 15 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 24 x 55

Nota : Solo vigas compactas

$M_u (-)$	=	-29.22	ton - m	=	-211.32	kips-ft
$M_u (+)$	=	36.40	ton - m	=	263.24	kips-ft
$V_u$	=	6.05	ton	=	13.34	kips
$L$	=	6.00	m	=	236.22	in
$L_b(\text{no sop})$	=	2.00	m	=	78.74	in

	( ton - m )	( kips-ft )
$M_{\max}$	29.22	211.32
$M_A$	12.15	87.88
$M_B$	20.20	146.10
$M_C$	29.10	210.48

#### Propiedades del perfil : W24 X 55

$d$	=	23.57	in	$f'_c$	=	4.98	ksi
$t_w$	=	0.40	in	$W_c$	=	34.15	ksi
$b_f$	=	7.01	in	$E_c$	=	4381.88	ksi
$t_f$	=	0.51	in	$t$	=	2.36	in ( espesor total de la losa )
$k$	=	1.31	in	$Z_x$	=	134.00	in <sup>3</sup>
$A_s$	=	16.20	in <sup>2</sup>	$S_x$	=	114.00	in <sup>3</sup>
$F_y$	=	55.00	kips	$I_y$	=	29.10	in <sup>4</sup>
$F_u$	=	65.00	kips	$r_y$	=	1.34	in
$E$	=	29000.00	ksi	$J$	=	1.18	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exc

- 1.- 59.06 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.22 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central d la viga adyacente )
- 3.- 118.11 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.06 \text{ in}$$

$$h / t_w = 53.03 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\phi M_n = 835.45 > 263.24 \text{ kips-ft} \quad ( \text{ Resistencia, momento positivo } )$$

**La sección es adecuada**

$$\phi M_n = 552.75 > 211.32 \text{ kips-ft} \quad ( \text{ Resistencia, momento negativo } )$$

**La sección es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.5.1. Modelos de 15 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 24 x 55

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 53.03$$

$$\Phi_v = 0.90$$

$$C_v =$$

$$A_w = 8.27 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = \#i\text{VALOR! kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 2.34 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = \#i\text{VALOR!} \quad \#i\text{VALOR!} \quad 13.34 \text{ kips}$$

$$\#i\text{VALOR!}$$



## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.5.1. Modelos de 15 niveles Q=4. Vigas principales perfil W 24 x 55

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 3.56 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 785.10 \text{ kips}$$

$$T = 696.44 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.39 \text{ in}$$

$$M_n = 11139.33 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 928.28 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 835.45 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 7370.00 \text{ kips-in}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.32$$

$$c = 1.00 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 16.57 \text{ in}$$

$$C_w = 3870.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.72$$

$$L_p = 54.15 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.00$$

$$L_r = 162.01 \text{ in}$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 2106.18$$

$$F_{cr} = 187.74 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b$$

$$< L_r$$

$$M_n = 8802.05 \text{ kips-in}$$

$$7370.00$$

$$M_n = 7370.00 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 552.75 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.5.2. Modelos de 15 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 18 x 35

Nota : Solo vigas compactas

$M_u (-)$	=	0.00	ton - m	=	0.00	kips-ft
$M_u (+)$	=	9.08	ton - m	=	65.69	kips-ft
$V_u$	=	6.05	ton	=	13.34	kips
$L$	=	6.00	m	=	236.22	in
$L_b(\text{no sop})$	=	2.00	m	=	78.74	in

	( ton - m )	( kips-ft )
$M_{\max}$	9.08	65.69
$M_A$	6.24	45.13
$M_B$	5.59	40.43
$M_C$	3.47	25.10

#### Propiedades del perfil : W18X35

$d$	=	17.70	in	$f'_c$	=	3.56	ksi
$t_w$	=	0.30	in	$W_c$	=	34.15	ksi
$b_f$	=	6.00	in	$E_c$	=	3703.37	ksi
$t_f$	=	0.43	in	$t$	=	2.36	in ( espesor total de la losa )
$k$	=	1.13	in	$Z_x$	=	66.50	in <sup>3</sup>
$A_s$	=	10.30	in <sup>2</sup>	$S_x$	=	57.60	in <sup>3</sup>
$F_y$	=	50.00	kips	$I_y$	=	15.30	in <sup>4</sup>
$F_u$	=	65.00	kips	$r_y$	=	1.22	in
$E$	=	29000.00	ksi	$J$	=	0.51	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exc

- 1.- 59.06 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.22 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central d la viga adyacente )
- 3.- 118.11 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.06 \text{ in}$$

$$h / t_w = 51.50 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\phi M_n = 378.65 > 65.69 \text{ kips-ft} \quad ( \text{ Resistencia, momento positivo } )$$

**La sección es adecuada**

$$\phi M_n = 249.38 > 0.00 \text{ kips-ft} \quad ( \text{ Resistencia, momento negativo } )$$

**La sección es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.5.2. Modelos de 15 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 18 x 35

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 51.50$$

$$\Phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = 4.64 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 231.75 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 1.69 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = 175.08 > 13.34 \text{ kips}$$

**La resistencia por cortante es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.5.2. Modelos de 15 niveles Q=4. Vigas secundarias perfil W 18 x 35

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 2.88 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 549.31 \text{ kips}$$

$$T = 387.50 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.16 \text{ in}$$

$$M_n = 5048.71 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 420.73 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 378.65 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 3325.00 \text{ kips-in}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.53$$

$$c = 1.00 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 11.70 \text{ in}$$

$$C_w = 1140.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.51$$

$$L_p = 51.71 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.00$$

$$L_r = 154.29 \text{ in}$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 2704.06$$

$$F_{cr} = 174.31 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 4559.82 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 3325.00 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 249.38 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.6.1. Modelos de 15 niveles Q=2. Vigas principales perfil W 24 x 55

Nota : Solo vigas compactas					
Mu ( - ) =	-68.60	ton - m	=	-496.21	kips-ft
Mu ( + ) =	60.82	ton - m	=	439.88	kips-ft
Vu =	30.50	ton	=	67.24	kips
L =	6.00	m	=	236.22	in
Lb(no sop) =	2.00	m	=	78.74	in
		( ton - m )		( kips-ft )	
M <sub>max</sub> =	68.60			496.21	
M <sub>A</sub> =	12.15			87.88	
M <sub>B</sub> =	30.45			220.24	
M <sub>C</sub> =	60.25			435.78	

#### Propiedades del perfil :

#### W24 X 55

d =	23.57	in	f'c =	4.98	ksi
t <sub>w</sub> =	0.40	in	W <sub>c</sub> =	34.15	ksi
b <sub>f</sub> =	7.01	in	E <sub>c</sub> =	4381.88	ksi
t <sub>f</sub> =	0.51	in	t =	2.36	in ( espesor total de la losa )
k =	1.31	in	Z <sub>x</sub> =	134.00	in <sup>3</sup>
A <sub>s</sub> =	16.20	in <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> =	114.00	in <sup>3</sup>
F <sub>y</sub> =	55.00	kips	I <sub>y</sub> =	29.10	in <sup>4</sup>
F <sub>u</sub> =	65.00	kips	r <sub>y</sub> =	1.34	in
E =	29000.00	ksi	J =	1.18	in <sup>4</sup>

#### Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exc

- 1.- 59.06 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.22 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central d la viga adyacente )
- 3.- 118.11 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.06 \text{ in}$$

$$h / t_w = 53.03 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\Phi M_n = 835.45 > 439.88 \text{ kips-ft} \quad ( \text{Resistencia, momento positivo} )$$

**La sección es adecuada**

$$\Phi M_n = 552.75 > 496.21 \text{ kips-ft} \quad ( \text{Resistencia, momento negativo} )$$

**La sección es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.6.1. Modelos de 15 niveles Q=2. Vigas principales perfil W 24 x 55

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 53.03$$

$$\Phi_v = 0.90$$

$$C_v =$$

$$A_w = 8.27 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = \#i\text{VALOR! kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 2.34 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = \#i\text{VALOR!} \quad \#i\text{VALOR!} \quad 67.24 \text{ kips}$$

$$\#i\text{VALOR!}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.6.1. Modelos de 15 niveles Q=2. Vigas principales perfil W 24 x 55

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 3.56 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 785.10 \text{ kips}$$

$$T = 696.44 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.39 \text{ in}$$

$$M_n = 11139.33 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 928.28 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 835.45 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 7370.00 \text{ kips-in}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.68$$

$$c = 1.00 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 16.57 \text{ in}$$

$$C_w = 3870.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.72$$

$$L_p = 54.15 \text{ in}$$

$$J c/S_x h_o = 0.00$$

$$L_r = 162.01 \text{ in}$$

$$(L_b/r_{ts})^2 = 2106.18$$

$$F_{cr} = 239.71 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 11238.59 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 7370.00 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 552.75 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.6.2. Modelos de 15 niveles Q=2. Vigas secundarias perfil W 18 x 35

$M_u (-)$	=	0.00	ton - m	=	0.00	kips-ft
$M_u (+)$	=	9.08	ton - m	=	65.69	kips-ft
$V_u$	=	6.05	ton	=	13.34	kips
$L$	=	6.00	m	=	236.22	in
$L_b(\text{no sop})$	=	2.00	m	=	78.74	in

Nota : Solo vigas compactas

	( ton - m )	( kips-ft )
$M_{\max}$	9.08	65.69
$M_A$	6.24	45.13
$M_B$	5.59	40.43
$M_C$	3.47	25.10

#### Propiedades del perfil : W18X35

$d$	=	17.70	in	$f'_c$	=	3.56	ksi
$t_w$	=	0.30	in	$W_c$	=	34.15	ksi
$b_f$	=	6.00	in	$E_c$	=	3703.37	ksi
$t_f$	=	0.43	in	$t$	=	2.36	in ( espesor total de la losa )
$k$	=	1.13	in	$Z_x$	=	66.50	in <sup>3</sup>
$A_s$	=	10.30	in <sup>2</sup>	$S_x$	=	57.60	in <sup>3</sup>
$F_y$	=	50.00	kips	$I_y$	=	15.30	in <sup>4</sup>
$F_u$	=	65.00	kips	$r_y$	=	1.22	in
$E$	=	29000.00	ksi	$J$	=	0.51	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga, no debe exc

- 1.- 59.06 in ( Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo )
- 2.- 236.22 in ( La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central d la viga adyacente )
- 3.- 118.11 in ( La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa )

$$b_e = 59.06 \text{ in}$$

$$h / t_w = 51.50 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

$$\Phi M_n = 378.65 > 65.69 \text{ kips-ft} \quad (\text{ Resistencia, momento positivo } )$$

**La sección es adecuada**

$$\Phi M_n = 249.38 > 0.00 \text{ kips-ft} \quad (\text{ Resistencia, momento negativo } )$$

**La sección es adecuada**



## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.6.2. Modelos de 15 niveles Q=2. Vigas secundarias perfil W 18 x 35

#### Resistencia por Cortante :

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 51.50$$

$$\Phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = 4.64 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 231.75 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 1.69 \text{ kips}$$

$$\Phi_v V_t = 175.08 > 13.34 \text{ kips}$$

**La resistencia por cortante es adecuada**

## APÉNDICE D. DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

### D.6.2. Modelos de 15 niveles Q=2. Vigas secundarias perfil W 18 x 35

#### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 2.88 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 549.31 \text{ kips}$$

$$T = 387.50 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.16 \text{ in}$$

$$M_n = 5048.71 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 420.73 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 378.65 \text{ kips.ft}$$

#### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 3325.00 \text{ kips-in}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.53$$

$$c = 1.00 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 11.70 \text{ in}$$

$$C_w = 1140.00 \text{ in}^6$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.51$$

$$L_p = 51.71 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.00$$

$$L_r = 154.29 \text{ in}$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 2704.06$$

$$F_{cr} = 174.31 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 4559.82 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 3325.00 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 249.38 \text{ kips-ft}$$

## APÉNDICE E. REVISIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD. COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

### E.1. Modelo de 3 niveles Q=4

Relación de capacidad entre Columna y Viga

COLUMNA			VIGA		
W 14 X 99			W18X35		
Propiedades			Propiedades		
As=	29.1	in2	As =	10.3	in2
d =	14.16	in	d =	17.7	in
tw =	0.485	in	tw =	0.3	in
bf =	14.565	in	bf =	6	in
tf =	0.78	in	tf =	0.425	in
Ag=	557.90	in2	t <sub>losa</sub> =	2.36	in

Momento resistente columna :

$$\Phi_b M_n = 1,066.21 \text{ kip-ft}$$

$$P_{uc}/A_g = 3.91$$

$$M_{cp} = 1,062.31$$

Momento resistente viga :

$$\Phi_b M_n = 304.79167 \text{ kip-ft}$$

Momento debido a la amplificación del Cortante :

$$L = 19.685 \text{ ft}$$

$$N_{vigas} = 2$$

$$L_{long, plást} = 0.836 \text{ ft}$$

$$N_{columnas} = 1$$

$$V_{uv} = 16.920 \text{ kips}$$

$$M_{uv} = 14.144 \text{ kips-ft}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 698.830 \text{ kips-ft}$$

$$\frac{(\Sigma M_{pcc}^*)}{(\Sigma M_{(p,exp)}^*)}$$

$$\frac{(\Sigma M_{pcc}^*)}{(\Sigma M_{(p,exp)}^*)}$$

1.520

Se cumple Diseño por Capacidad

## APÉNDICE E. REVISIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD. COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

### E.2. Modelo de 3 niveles Q=2.

Relación de capacidad entre Columna y Viga

COLUMNA			VIGA		
W 14 X 99			W18X35		
Propiedades			Propiedades		
As=	29.1	in <sup>2</sup>	As =	10.3	in <sup>2</sup>
d =	14.16	in	d =	17.7	in
tw =	0.485	in	tw =	0.3	in
bf =	14.565	in	bf =	6	in
tf =	0.78	in	tf =	0.425	in
			t <sub>losa</sub> =	2.36	in

Momento resistente columna :

$$\Phi_b M_n = 1,367.99 \text{ kip-ft}$$

$$P_{uc}/A_g = 4.32$$

$$M_{cp} = 1,363.67$$

Momento resistente viga :

$$\Phi_b M_n = 304.79167 \text{ kip-ft}$$

Momento debido a la amplificación del Cortante :

$$L = 19.685 \text{ ft}$$

$$N_{vigas} = 2$$

$$L_{ong, \text{plást}} = 0.836 \text{ ft}$$

$$N_{columnas} = 1$$

$$V_{uv} = 16.920 \text{ kips}$$

$$M_{uv} = 14.144 \text{ kips-ft}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 698.830 \text{ kips-ft}$$

$$\left( \frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{(p,exp)}^*} \right)$$

$$\left( \frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{(p,exp)}^*} \right) = 1.958$$

Se cumple Diseño por Capacidad

## APÉNDICE E. REVISION DEL DISEÑO POR CAPACIDAD. COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

### E.3. Modelo de 6 niveles Q=4.

#### COLUMNA

W 14 X 99

##### Propiedades

As=	29.1	in2
d =	14.16	in
tw =	0.485	in
bf =	14.565	in
tf =	0.78	in

#### VIGA

W18 X 60

##### Propiedades

As=	17.6	in2
d =	18.24	in
tw =	0.415	in
bf =	7.555	in
tf =	0.695	in
t <sub>losa</sub> =	2.36	in

Momento resistente columna :

$$\Phi_b M_n = 1,855.62 \text{ kip-ft}$$

$$P_{uc}/A_g = 12.97$$

$$M_{cp}^* = 1,842.65$$

Momento resistente viga :

$$\Phi_b M_n = 507.38 \text{ kip-ft}$$

Momento debido a la amplificación del Cortante :

$$L = 19.685 \text{ ft}$$

$$L_{\text{ong, plást}} = 0.858 \text{ ft}$$

$$N_{\text{vigas}} = 2$$

$$N_{\text{columnas}} = 1$$

$$V_{uv} = 28.237 \text{ kips}$$

$$M_{uv} = 24.240 \text{ kips-ft}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 1276.327 \text{ kips-ft}$$

$$\frac{(\Sigma M_{pcc}^*)}{(\Sigma M_{(p,exp)}^*)}$$

$$\frac{(\Sigma M_{pcc}^*)}{(\Sigma M_{(p,exp)}^*)}$$

**1.454**

**Se cumple Diseño por Capacidad**

## APÉNDICE E. REVISION DEL DISEÑO POR CAPACIDAD. COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

### E.4. Modelo de 6 niveles Q=2.

Relación de capacidad entre Columna y Viga

COLUMNA			VIGA		
W 14 X 99			W18 X 60		
Propiedades			Propiedades		
As=	29.1	in <sup>2</sup>	As=	17.6	in <sup>2</sup>
d =	14.16	in	d =	18.24	in
tw =	0.485	in	tw =	0.415	in
bf =	14.565	in	bf =	7.555	in
tf =	0.78	in	tf =	0.695	in
			t <sub>losa</sub> =	2.36	in

Momento resistente columna :

$$\Phi_b M_n = 2,317.32 \text{ kip-ft}$$

$$P_{uc}/A_g = 14.96$$

$$M_{cp}^* = 2,302.36$$

Momento resistente viga :

$$\Phi_b M_n = 507.38 \text{ kip-ft}$$

Momento debido a la amplificación del Cortante :

$$L = 19.685 \text{ ft}$$

$$N_{vigas} = 2$$

$$L_{ong, \text{plást}} = 0.858 \text{ ft}$$

$$N_{columnas} = 1$$

$$V_{uv} = 28.238 \text{ kips}$$

$$M_{uv} = 24.240 \text{ kips-ft}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 1276.339 \text{ kips-ft}$$

$$\frac{(\Sigma M_{pcc}^*)}{(\Sigma M_{(p,exp)}^*)}$$

$$\frac{(\Sigma M_{pcc}^*)}{(\Sigma M_{(p,exp)}^*)}$$

**1.816**

**Se cumple Diseño por Capacidad**

## APÉNDICE E. REVISION DEL DISEÑO POR CAPACIDAD. COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

### E.5. Modelo de 15 niveles Q=4.

#### COLUMNA

W 14 X 159

#### Propiedades

As= 46.7 in<sup>2</sup>  
d = 14.98 in  
tw = 0.745 in  
bf = 15.565 in  
tf = 1.19 in

#### VIGA

W24 X 55

#### Propiedades

As= 16.2 in<sup>2</sup>  
d = 23.57 in  
tw = 0.395 in  
bf = 7.005 in  
tf = 0.505 in  
t<sub>losa</sub> = 2.36 in

Momento resistente columna :

$$\Phi_b M_n = 3,219.37 \text{ kip-ft}$$

$$P_{uc}/A_g = 33.22$$

$$M_{cp} = 3,186.15$$

Momento resistente viga :

$$\Phi_b M_n = 614.16667 \text{ kip-ft}$$

Momento debido a la amplificación del Cortante :

$$L = 19.685 \text{ ft}$$

$$N_{vigas} = 4$$

$$L_{ong, \text{plást}} = 1.081 \text{ ft}$$

$$N_{columnas} = 2$$

$$V_{uv} = 35.047 \text{ kips}$$

$$M_{uv} = 37.869 \text{ kips-ft}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 3124.042 \text{ kips-ft}$$

$$\left( \frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{(p,exp)}^*} \right)$$

$$\left( \frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{(p,exp)}^*} \right)$$

**2.061**

**Se cumple Diseño por Capacidad**

## APÉNDICE E. REVISION DEL DISEÑO POR CAPACIDAD. COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

### E.6. Modelo de 15 niveles Q=2.

Relación de capacidad entre Columna y Viga

COLUMNA			VIGA		
W 14 X 159			W24 X 55		
Propiedades			Propiedades		
As=	46.7	in <sup>2</sup>	As=	16.2	in
d =	14.98	in	d =	23.57	in
tw =	0.745	in	tw =	0.395	in
bf =	15.565	in	bf =	7.005	in
tf =	1.19	in	tf =	0.505	in
			t <sub>losa</sub> =	2.36	

Momento resistente columna :

$$\Phi_b M_n = 3,915.91 \text{ kip-ft}$$

$$P_{uc}/A_g = 28.04$$

$$M_{cp^*} = 3,887.87$$

Momento resistente viga : kip-ft

$$\Phi_b M_n = 614.16667$$

Momento debido a la amplificación del Cortante :

$$L = 19.685 \text{ ft}$$

$$N_{vigas} = 2$$

$$L_{ong, \text{plást}} = 1.081 \text{ ft}$$

$$N_{columnas} = 1$$

$$V_{uv} = 35.047 \text{ kips}$$

$$M_{uv} = 37.869 \text{ kips-ft}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 1426.904 \text{ kips-ft}$$

$$\frac{(\Sigma M_{pcc}^*)}{(\Sigma M_{(p,exp)}^*)}$$

$$\frac{(\Sigma M_{pcc}^*)}{(\Sigma M_{(p,exp)}^*)}$$

**2.744**

**Se cumple Diseño por Capacidad**



## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$$\begin{aligned} P_u &= 292.21 \text{ Kips} \\ M_u &= 76.27 \text{ Kips-ft} \\ F_y &= 50.00 \text{ ksi} \\ E &= 29,000.00 \text{ ksi} \end{aligned}$$

**Perfil propuesto**  
**W 14 X 99.00**

$$\begin{aligned} d &= 14.16 \text{ in} \\ t_w &= 0.49 \text{ in} \\ b_f &= 14.57 \text{ in} \\ t_f &= 0.78 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 29.10 \text{ in}^2 \\ L_b &= 137.80 \text{ in} \\ G &= 11,200.00 \text{ ksi} \\ Z_x &= 173.00 \text{ in}^3 \end{aligned}$$

	Columna	Viga	
L =	11.48	19.69	ft
I <sub>x</sub> =	1,110.00	510.00	in <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	402.00	15.30	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	7.04	in
r <sub>y</sub> =	3.71	1.34	in

Revisión de pandeo local

$$\begin{aligned} \lambda &= b_f/2t_f = 9.34 > \lambda_p = 65/\sqrt{F_y} = \\ \lambda &= h/t_w = 25.98 < \lambda_p = 640/\sqrt{F_y} = \end{aligned}$$

Cambiar perfil

$$\begin{aligned} 9.19 \\ 90.51 \end{aligned}$$

Cálculo de factores G

$$G_{top} = (\sum I_c/L_c)/(\sum I_v/L_v) = 3.73$$

$$G_{bottom} = 1.00$$

$$\begin{aligned} K_x &= 1.86 \\ K_y &= 1.00 \end{aligned} \quad (\text{Aproximada de Nomograma})$$

$$K_x L_x / r_x = 41.54$$

$$K_y L_y / r_y = 37.14$$

$$\lambda_c = 0.55$$

$$F_{cr} = 44.07 \text{ ksi}$$

$$\Phi P_n = \Phi F_{cr} A_g = 1,090.16$$

$$P_u / \Phi_c P_n = 0.27 \text{ kips}$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

Resistencia a Momento

$$L_b = 137.80 \text{ in}$$

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{f_{yf}}} = 157.40 \text{ in}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yf} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_{yf} - F_r)^2}} = 447.80 \text{ in}$$

$$L_b < L_p$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.22$$

$$M_n = 720.83 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi M_n = 648.75 \text{ kips-ft}$$

Zona 1 (Pandeo plástico)

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = \text{FALSO}$$

$$P_{s1x} = \frac{\pi^2 EA_g}{(K_x L / r_x)^2} = 16,699.07 \text{ kips}$$

$$P_{s2x} = \frac{\pi^2 EA_g}{(K_x L / r_x)^2} = 4,826.88$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{s1})} = 1.00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_u / \sum P_{s2})} = 1.06$$

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 76.27$$

Ecuación de iteración

Kips-ft

$$\text{Si } P_u / \Phi_c P_n \geq 0.20$$

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) = 0.37$$

$$\text{Si } P_u / \Phi_c P_n \leq 0.20$$

$$\frac{P_u}{2\Phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) = 0.12$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup= 570.05 in<sup>4</sup>

Alma = 80.85 in<sup>4</sup>

Patín inf= 570.05 in<sup>4</sup>

I<sub>x</sub> = 1,220.94 in<sup>4</sup>

Momento de Inercia en Y

Patín sup= 200.84 in<sup>4</sup>

Alma = 0.12 in<sup>4</sup>

Patín inf= 200.84 in<sup>4</sup>

I<sub>y</sub> = 401.79 in<sup>4</sup>

Modulo de sección elástico

S<sub>x</sub> = 172.45 in<sup>3</sup>

Modulo de sección elástico

S<sub>x</sub> = 55.17 in<sup>3</sup>

Constante de Torsión J

$J = 2((bf t^3)/3) + (1/3) dw t$  5.15 in<sup>4</sup>

Constante de Alabeo

C<sub>w</sub> = 17,982.77 in<sup>6</sup>

X<sub>1</sub> = 2,841.05 ksi

X<sub>2</sub> = 0.00 (1/ksi)<sup>2</sup>

M<sub>p</sub> = 720.83 Kips-ft

Zona 1

M<sub>r</sub> = 574.83 Kips-ft

M<sub>n</sub> = 1,455.71 Kips-ft

Zona 2

M<sub>n</sub> = 720.83 Kips-ft

M<sub>n</sub> = 7,407.71 Kips-ft

Zona 3

M<sub>n</sub> = 720.83 Kips-ft



Momento de Inercia en X

Patín sup=	199.76	in <sup>4</sup>
Alma =	119.60	in <sup>4</sup>
Patín inf=	199.76	in <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> =	<b>519.12</b>	in <sup>4</sup>

Momento de Inercia en Y

Patín sup=	7.65	in <sup>4</sup>
Alma =	0.04	in <sup>4</sup>
Patín inf=	7.65	in <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	<b>15.34</b>	in <sup>4</sup>

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	58.66	in <sup>3</sup>
------------------	-------	-----------------

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	5.11	in <sup>3</sup>
------------------	------	-----------------

Constante de Torsión J

$$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3 = 0.47 \text{ in}^4$$

Constante de Alabeo

$$C_w = 1,144.31$$

$$X_1 = 1,522.35 \text{ ksi}$$

$$X_2 = 0.04 \text{ (1/ksi)}^2$$

$$M_p = 277.08 \text{ Kips-ft} \quad | \text{Zona 1}$$

$$\begin{array}{l} M_r = 195.53 \text{ Kips-ft} \\ M_n = 564.48 \text{ Kips-ft} \\ \mathbf{M_n = 277.08} \text{ Kips-ft} \end{array} \quad | \text{Zona 2}$$

$$\begin{array}{l} M_n = 1,171.91 \text{ Kips-ft} \\ M_n = \mathbf{277.08} \text{ Kips-ft} \end{array} \quad | \text{Zona 3}$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.2.1. Modelo de 3 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$$\begin{aligned} P_u &= 115.12 \text{ Kips} \\ \mu_u &= 27.60 \text{ Kips-ft} \\ F_y &= 50.00 \text{ ksi} \\ E &= 29,000.00 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 29.10 \text{ in}^2 \\ L_b &= 137.80 \text{ in} \\ G &= 11,200.00 \text{ ksi} \\ Z_x &= 173.00 \text{ in}^3 \end{aligned}$$

#### Perfil propuesto

**W 14 X 99.00**

$$\begin{aligned} d &= 14.16 \text{ in} \\ t_w &= 0.49 \text{ in} \\ b_f &= 14.57 \text{ in} \\ t_f &= 0.78 \text{ in} \end{aligned}$$

	Columna	Viga	
L =	11.48	19.69	ft
I <sub>x</sub> =	1,110.00	510.00	in <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	402.00	15.30	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.17	7.04	in
r <sub>y</sub> =	3.71	1.34	in

#### Revisión de pandeo local

$$\begin{aligned} \lambda = b_f/2t_f &= 9.34 > \lambda_P = 65/\sqrt{F_y} = 9.19 && \text{Cambiar perfil} \\ \lambda = h/t_w &= 25.98 < \lambda_P = 640/\sqrt{F_y} = 90.51 && \text{Ok} \end{aligned}$$

#### Cálculo de factores G

$$G_{top} = (\sum I_c/L_c)/((\sum I_v/L_v) = 3.73$$

$$G_{bottom} = 1.00$$

$$K_x = 1.86 \quad (\text{Aproximada de Nomograma})$$

$$K_y = 1.00$$

$$K_x L_x / r_x = 41.54$$

$$K_y L_y / r_y = 37.14$$

$$\lambda_c = 0.55$$

$$F_{cr} = 44.07 \text{ ksi}$$

$$\Phi P_n = \Phi F_{cr} A_g = 1,090.16 \text{ kips}$$

$$P_u / \Phi_c P_n = 0.11$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.2.1. Modelo de 3 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Resistencia a Momento

$$L_b = 137.80 \text{ in}$$

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{f_{yf}}} = 157.40 \text{ in}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yf} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yf} - F_r)^2}} = 447.80 \text{ in}$$

$$L_b < L_p \quad - \quad -$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 2.01$$

$$M_n = 720.83 \text{ kips-ft}$$

Zona 1 (Pandeo plástico)

$$\Phi M_n = 648.75 \text{ kips-ft}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.60$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L / r_x)^2} = 16,699.07 \text{ kips}$$

$$P_{e2x} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L / r_x)^2} = 4,826.88$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} = 1.00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_u / \sum P_{e2})} = 1.02$$

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 27.60 \text{ Kips-ft}$$

Ecuación de iteración

$$\text{Si } P_u / \Phi_c P_n \geq 0.20$$

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) =$$

$$\text{Si } P_u / \Phi_c P_n \leq 0.20$$

$$\frac{P_u}{2 \Phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) = 0.15$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.2.1. Modelo de 3 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X		Momento de Inercia en Y	
Patín sup=	570.05 in <sup>4</sup>	Patín sup=	200.84 in <sup>4</sup>
Alma =	80.85 in <sup>4</sup>	Alma =	0.12 in <sup>4</sup>
Patín inf=	570.05 in <sup>4</sup>	Patín inf=	200.84 in <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> =	1,220.94 in <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> =	401.79 in <sup>4</sup>
Modulo de sección elástico		Modulo de sección elástico	
S <sub>x</sub> =	172.45 in <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> =	55.17 in <sup>3</sup>
Constante de Torsión J		Constante de Alabeo	
J = 2((bf t <sup>3</sup> f)/3) + (1/3) dw t		C <sub>w</sub> =	
	5.15 in <sup>4</sup>		17,982.77
X1 =	2,841.05 ksi		
X2 =	0.00 (1/ksi) <sup>2</sup>		
M <sub>p</sub> =	720.83 Kips-ft	Zona 1	
M <sub>r</sub> =	574.83 Kips-ft		
M <sub>n</sub> =	1,469.56 Kips-ft	Zona 2	
M <sub>n</sub> =	720.83 Kips-ft		
M <sub>n</sub> =	7,478.20 Kips-ft	Zona 3	
M <sub>n</sub> =	720.83 Kips-ft		



## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.2.1. Modelo de 3 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup= 570.05 in<sup>4</sup>  
 Alma = 80.85 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 570.05 in<sup>4</sup>  
 I<sub>x</sub> = **1,220.94** in<sup>4</sup>

Momento de Inercia en Y

Patín sup= 200.84 in<sup>4</sup>  
 Alma = 0.12 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 200.84 in<sup>4</sup>  
 I<sub>y</sub> = **401.79** in<sup>4</sup>

Modulo de sección elástico

S<sub>x</sub> = 172.45 in<sup>3</sup>

Modulo de sección elástico

S<sub>y</sub> = 55.17 in<sup>3</sup>

Constante de Torsión J

$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3 = 5.15$  in<sup>4</sup>

Constante de Alabeo

C<sub>w</sub> = 17,982.77

X<sub>1</sub> = 2,841.05 ksi

X<sub>2</sub> = 0.00 (1/ksi)<sup>2</sup>

M<sub>p</sub> = 720.83 Kips-ft | Zona 1

M<sub>r</sub> = 574.83 Kips-ft  
 M<sub>n</sub> = 1,469.56 Kips-ft  
**M<sub>n</sub> = 720.83** Kips-ft | Zona 2

M<sub>n</sub> = 7,478.20 Kips-ft  
 M<sub>n</sub> = 720.83 Kips-ft | Zona 3

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.2.2. Modelo de 3 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$$Q = 4.00$$

$$M_u = 32.53 \text{ Kips-ft}$$

$$F_y = 50.00 \text{ ksi}$$

$$E = 29,000.00 \text{ ksi}$$

$$A_g = 10.30 \text{ in}^2$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$G = E/(2(1+\mu)) = 11,600.00 \text{ ksi}$$

$$Z_x = 66.50 \text{ in}^3$$

#### Perfil propuesto

W 18 X 35.00

$$d = 17.70 \text{ in}$$

$$t_w = 0.30 \text{ in}$$

$$b_f = 6.00 \text{ in}$$

$$t_f = 0.43 \text{ in}$$

$$L = 6.00 \text{ mts.}$$

$$L = 19.69 \text{ ft}$$

$$I_x = 510.00 \text{ in}^4$$

$$I_y = 15.30 \text{ in}^4$$

$$r_x = 7.04 \text{ in}$$

$$r_y = 1.34 \text{ in}$$

Revisión de pandeo local

$$\lambda = b_f/2t_f = 7.06 < \lambda_p = 65/\sqrt{F_y} = 9.19 \text{ Ok}$$

$$\lambda = h/t_w = 56.17 < \lambda_p = 640/\sqrt{F_y} = 90.51 \text{ Ok}$$

Resistencia a Momento

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$L_p = 56.85 \text{ in}$$

$$L_r = 149.20 \text{ in}$$

	kips-ft	
Mmax =	32.53	
MA =	32.53	1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO
MB =	29.50	1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO
MC =	18.60	3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO

$$L_p < L_b < L_r$$

$$1.15$$

$$\begin{aligned} M_n &= 277.08 \text{ kips-ft} \\ \Phi M_n &= 249.38 \text{ kips-ft} \end{aligned} \quad \text{Zona 2 (Pandeo Inelástico)}$$

$$M_u / \Phi M_n = 0.13 \text{ CORRECTO}$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.2.2. Modelo de 3 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup=	199.76	in <sup>4</sup>
Alma =	119.60	in <sup>4</sup>
Patín inf=	199.76	in <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> =	<b>519.12</b>	in <sup>4</sup>

Momento de Inercia en Y

Patín sup=	7.65	in <sup>4</sup>
Alma =	0.04	in <sup>4</sup>
Patín inf=	7.65	in <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	<b>15.34</b>	in <sup>4</sup>

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	58.66	in <sup>3</sup>
------------------	-------	-----------------

Modulo de sección elástico

S <sub>y</sub> =	5.11	in <sup>3</sup>
------------------	------	-----------------

Constante de Torsión J

$$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3 = 0.47 \text{ in}^4$$

Constante de Alabeo

$$C_w = 1,144.31 \text{ in}^6$$

$$X_1 = 1,522.35 \text{ ksi}$$

$$X_2 = 0.04 \text{ (1/ksi)}^2$$

$$M_p = 277.08 \text{ Kips-ft} \quad \left| \text{Zona 1} \right.$$

$$\begin{array}{l} M_r = 195.53 \text{ Kips-ft} \\ M_n = 297.13 \text{ Kips-ft} \\ \mathbf{M_n = 277.08 \text{ Kips-ft}} \end{array} \quad \left| \text{Zona 2} \right.$$

$$\begin{array}{l} M_n = 616.86 \text{ Kips-ft} \\ \mathbf{M_n = 277.08 \text{ Kips-ft}} \end{array} \quad \left| \text{Zona 3} \right.$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.3.1. Modelo de 6 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$P_u =$	273.78	Kips
$M_u =$	45.43	Kips-ft
$F_y =$	50.00	ksi
$E =$	29,000.00	ksi

$A_g =$	29.10	in <sup>2</sup>
$L_b =$	137.80	in
$G =$	11,200.00	ksi
$Z_x =$	173.00	in <sup>3</sup>

Perfil propuesto		
W 14	X	99.00

$d =$	14.16	in
$t_w =$	0.49	in
$b_f =$	14.57	in
$t_f =$	0.78	in

	Columna	Viga	
$L =$	11.48	19.69	ft
$I_x =$	1,110.00	510.00	in <sup>4</sup>
$I_y =$	402.00	15.30	in <sup>4</sup>
$r_x =$	6.17	7.04	in
$r_y =$	3.71	1.34	in

Revisión de pandeo local

$\lambda = b_f/2t_f =$	9.34	>	$\lambda_p = 65/\sqrt{F_y} =$	9.19	Cambiar perfil
$\lambda = h/t_w =$	25.98	<	$\lambda_p = 640/\sqrt{F_y} =$	90.51	Ok

Cálculo de factores G

$$G_{top} = (\sum I_c/L_c)/(\sum I_v/L_v) = 3.73$$

$$G_{bottom} = 1.00$$

$$K_x = 1.86 \quad (Aproximada de Nomograma)$$

$$K_y = 1.00$$

$$K_x L_x / r_x = 41.54$$

$$K_y L_y / r_y = 37.14$$

$$\lambda_c = 0.55$$

$$F_{cr} = 44.07 \quad \text{ksi}$$

$$\Phi P_n = \Phi F_{cr} A_g = 1,090.16 \quad \text{kips}$$

$$P_u / \Phi_c P_n = 0.25$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

kips-ft  
 Mmax = 45.43  
 MA = 42.49 1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO  
 MB = 2.42 1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO  
 MC = 30.54 3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO  
 M1 = 0.00  
 Resistencia a Momento Lb = 137.80 in

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{f_{yf}}} = 157.40 \text{ in}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yf} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_{yf} - F_r)^2}} = 447.80 \text{ in}$$

$$L_b < L_p \quad - \quad -$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.66$$

Mn = 720.83 kips-ft Zona 1 (Pandeo plástico)  
 ΦMn = 648.75 kips-ft

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.60$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 EA_g}{(K_x L / r_x)^2} = 16,699.07 \text{ kips} \quad P_{e2x} = \frac{\pi^2 EA_g}{(K_x L / r_x)^2} = 4,826.88$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} = 1.00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_u / \sum P_{e2})} = 1.06$$

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 45.43 \text{ Kips-ft}$$

Ecuación de iteración

Si  $P_u / \phi_c P_n \geq 0.20$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.31$$

Si  $P_u / \phi_c P_n \leq 0.20$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) =$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.3.1. Modelo de 6 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup= 570.05 in<sup>4</sup>  
 Alma = 80.85 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 570.05 in<sup>4</sup>  
**I<sub>x</sub> = 1,220.94 in<sup>4</sup>**

Momento de Inercia en Y

Patín sup= 200.84 in<sup>4</sup>  
 Alma = 0.12 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 200.84 in<sup>4</sup>  
**I<sub>y</sub> = 401.79 in<sup>4</sup>**

Modulo de sección elástico

**S<sub>x</sub> = 172.45 in<sup>3</sup>**

Modulo de sección elástico

**S<sub>y</sub> = 55.17 in<sup>3</sup>**

Constante de Torsión J

**J = 2((b<sub>f</sub> t<sub>f</sub><sup>3</sup>)/3) + (1/3) d<sub>w</sub> t<sub>w</sub><sup>3</sup> = 5.15 in<sup>4</sup>**

Constante de Alabeo

**C<sub>w</sub> = 17,982.77 in<sup>6</sup>**

**X<sub>1</sub> = 2,841.05 ksi**

**X<sub>2</sub> = 0.00 (1/ksi)<sup>2</sup>**

**M<sub>p</sub> = 720.83 Kips-ft** | Zona 1

**M<sub>r</sub> = 574.83 Kips-ft**  
**M<sub>n</sub> = 1,212.06 Kips-ft** | Zona 2  
**M<sub>n</sub> = 720.83 Kips-ft**

**M<sub>n</sub> = 6,167.82 Kips-ft** | Zona 3  
**M<sub>n</sub> = 720.83 Kips-ft**

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.3.2. Modelo de 6 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$$Q = 4.00$$

$\mu_u =$	56.14	Kips-ft	$A_g =$	16.20	in <sup>2</sup>
$F_y =$	50.00	ksi	$L_b =$	26.25	in
$E =$	29,000.00	ksi	$G = E/(2(1+\mu)) =$	11,600.00	ksi
<b>Perfil propuesto</b> <b>W 24 X 55.00</b>			$Z_x =$	134.00	in <sup>3</sup>
			$L =$	2.00	mts.
$d =$	23.57	in	$L =$	6.56	ft
$t_w =$	0.40	in	$I_x =$	1,350.00	in <sup>4</sup>
$b_f =$	7.01	in	$I_y =$	29.10	in <sup>4</sup>
$t_f =$	0.51	in	$r_x =$	9.11	in
			$r_y =$	1.34	in

Revisión de pandeo local

$$\lambda = b_f/2t_f = 6.94 < \lambda_p = 65/\sqrt{F_y} = 9.19 \quad \text{Ok}$$

$$\lambda = h/t_w = 57.11 < \lambda_p = 640/\sqrt{F_y} = 90.51 \quad \text{Ok}$$

Resistencia a Momento

$L_p =$	56.85	in	$L_b =$	26.25	in
	kips-ft		$L_r =$	152.94	in
$M_{max} =$	56.14				
$M_A =$	42.25	1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO			
$M_B =$	18.04	1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO			
$M_C =$	7.84	3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO			
$L_b$	<	$L_p$	-	1.93	

$M_n =$	558.33	kips-ft	Zona 1 (Pandeo plástico)
$\phi M_n =$	502.50	kips-ft	

$$\mu_u / \phi M_n = 0.11 \quad \text{CORRECTO}$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.3.2. Modelo de 6 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup=	491.39	in <sup>4</sup>
Alma =	377.95	in <sup>4</sup>
Patín inf=	491.39	in <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> =	<b>1,360.73</b>	in <sup>4</sup>

Momento de Inercia en Y

Patín sup=	14.47	in <sup>4</sup>
Alma =	0.12	in <sup>4</sup>
Patín inf=	14.47	in <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	<b>29.05</b>	in <sup>4</sup>

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	115.46	in <sup>3</sup>
------------------	--------	-----------------

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	8.29	in <sup>3</sup>
------------------	------	-----------------

Constante de Torsión J

$$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3 = 1.09 \text{ in}^4$$

Constante de Alabeo

$$C_w = 3,863.20 \text{ in}^6$$

$$X_1 = 1,479.87 \text{ ksi}$$

$$X_2 = 0.04 \text{ (1/ksi)}^2$$

$$M_p = 558.33 \text{ Kips-ft} \quad \left| \text{Zona 1} \right.$$

$$\begin{array}{l} M_r = 384.88 \text{ Kips-ft} \\ M_n = 1,184.21 \text{ Kips-ft} \\ \mathbf{M_n = 558.33} \text{ Kips-ft} \end{array} \quad \left| \text{Zona 2} \right.$$

$$M_n = \mathbf{558.33} \text{ Kips-ft} \quad \left| \right.$$



## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.4.1. Modelo de 6 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$$\begin{aligned} P_u &= 510.71 \text{ Kips} \\ M_u &= 65.41 \text{ Kips-ft} \\ F_y &= 50.00 \text{ ksi} \\ E &= 29,000.00 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 29.10 \text{ in}^2 \\ L_b &= 137.80 \text{ in} \\ G &= 11,200.00 \text{ ksi} \\ Z_x &= 173.00 \text{ in}^3 \end{aligned}$$

#### Perfil propuesto

**W 14 X 99.00**

$$\begin{aligned} d &= 14.16 \text{ in} \\ t_w &= 0.49 \text{ in} \\ b_f &= 14.57 \text{ in} \\ t_f &= 0.78 \text{ in} \end{aligned}$$

Columna      Viga

$$\begin{aligned} L &= 11.48 \text{ ft} \\ I_x &= 1,110.00 \text{ in}^4 \\ I_y &= 402.00 \text{ in}^4 \\ r_x &= 6.17 \text{ in} \\ r_y &= 3.71 \text{ in} \end{aligned}$$

Revisión de pandeo local

$$\begin{aligned} \lambda &= b_f/2t_f = 9.34 > \lambda_p = 65/\sqrt{F_y} = 9.19 && \text{Cambiar perfil} \\ \lambda &= h/t_w = 25.98 < \lambda_p = 640/\sqrt{F_y} = 90.51 && \text{Ok} \end{aligned}$$

Cálculo de factores G

$$G_{top} = (\sum I_c/L_c)/((\sum I_v/L_v) = 3.73$$

$$G_{bottom} = 1.00$$

$$K_x = 1.86 \quad (\text{Aproximada de Nomograma})$$

$$K_y = 1.00$$

$$K_x L_x / r_x = 41.54$$

$$K_y L_y / r_y = 37.14$$

$$\lambda_c = 0.55$$

$$F_{cr} = 44.07 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g = 1,090.16 \text{ kips}$$

$$P_u / \phi_c P_n = 0.47$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.4.1. Modelo de 6 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

	kip-ft	
M <sub>max</sub> =	65.41	
M <sub>A</sub> =	42.49	1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO
M <sub>B</sub> =	2.42	1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO
M <sub>C</sub> =	30.54	3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO
M <sub>1</sub> =	0.00	
M <sub>2</sub> =	0.00	

Resistencia a Momento L<sub>b</sub> = 137.80 in

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{f_{yf}}} = 157.40 \text{ in}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yf} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yf} - F_r)^2}} = 447.80 \text{ in}$$

$$L_b < L_p \quad - \quad -$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 2.08$$

M<sub>n</sub> = 720.83 kip-ft Zona 1 (Pandeo plástico)  
 ΦM<sub>n</sub> = 648.75 kip-ft

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.60$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L / r_x)^2} = 16,699.07 \text{ kips} \quad P_{e2x} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L / r_x)^2} = 4,826.88$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} = 1.00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_u / \sum P_{e2})} = 1.12$$

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 65.41 \text{ Kips-ft}$$

Ecuación de iteración

Si  $P_u / \Phi_c P_n \geq 0.20$

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) = 0.56$$

Si  $P_u / \Phi_c P_n \leq 0.20$

$$\frac{P_u}{2\Phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) = 0$$

## APENDICE F. REVISION DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.4.1. Modelo de 6 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup=	570.05	in <sup>4</sup>
Alma =	80.85	in <sup>4</sup>
Patín inf=	570.05	in <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> =	<b>1,220.94</b>	in <sup>4</sup>

Momento de Inercia en Y

Patín sup=	200.84	in <sup>4</sup>
Alma =	0.12	in <sup>4</sup>
Patín inf=	200.84	in <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	<b>401.79</b>	in <sup>4</sup>

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	172.45	in <sup>3</sup>
------------------	--------	-----------------

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	55.17	in <sup>3</sup>
------------------	-------	-----------------

Constante de Torsión J

$$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3 = 5.15 \text{ in}^4$$

Constante de Alabeo

$$C_w = 17,982.77 \text{ in}^6$$

$$X_1 = 2,841.05 \text{ ksi}$$

$$X_2 = 0.00 \text{ (1/ksi)}^2$$

M <sub>p</sub> =	720.83	Kips-ft	Zona 1
------------------	--------	---------	--------

M <sub>r</sub> =	574.83	Kips-ft	Zona 2
M <sub>n</sub> =	1,522.91	Kips-ft	
<b>M<sub>n</sub> =</b>	<b>720.83</b>	Kips-ft	

M <sub>n</sub> =	7,749.70	Kips-ft	Zona 3
M <sub>n</sub> =	720.83	Kips-ft	

## APENDICE F. REVISION DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.4.2. Modelo de 6 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$M_u =$	107.14	Kips-ft	$A_g =$	16.20	in <sup>2</sup>
$F_y =$	50.00	ksi	$L_b =$	26.25	in
$E =$	29,000.00	ksi	$G = E/(2(1+m)) =$	11,600.00	ksi
<b>Perfil propuesto</b>			$Z_x =$	134.00	in <sup>3</sup>
<b>W 24 X 55.00</b>			$L =$	2.00	mts.
$d =$	23.57	in	$L =$	6.56	ft
$t_w =$	0.40	in	$I_x =$	1,350.00	in <sup>4</sup>
$b_f =$	7.01	in	$I_y =$	29.10	in <sup>4</sup>
$t_f =$	0.51	in	$r_x =$	9.11	in
			$r_y =$	1.34	in

Revisión de pandeo local

$\lambda = b_f/2t_f =$	6.94	<	$\lambda_p = 65/\sqrt{F_y} =$	9.19	<b>Ok</b>
$\lambda = h/t_w =$	57.11	<	$\lambda_p = 640/\sqrt{F_y} =$	90.51	<b>Ok</b>

Resistencia a Momento

$L_p =$	56.85	in	$L_b =$	26.25	in
	kips-ft		$L_r =$	152.94	in
$M_{max} =$	107.14				
$M_A =$	90.50	1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO			
$M_B =$	30.25	1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO			
$M_C =$	12.40	3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO			
$L_b$	<	$L_p$	-	-	
			1.92		

$M_n =$	558.33	kips-ft	Zona 1 (Pandeo plástico)
$\Phi M_n =$	502.50	kips-ft	

$M_u / \Phi M_n =$	0.21	<b>CORRECTO</b>
--------------------	------	-----------------

APÉNDICE F. REVISIÓN DE LOS MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

F.4.2. Modelo de 6 niveles Q=2. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup= 491.39 in<sup>4</sup>  
Alma = 377.95 in<sup>4</sup>  
Patín inf= 491.39 in<sup>4</sup>  
Ix = **1,360.73** in<sup>4</sup>

Momento de Inercia en Y

Patín sup= 14.47 in<sup>4</sup>  
Alma = 0.12 in<sup>4</sup>  
Patín inf= 14.47 in<sup>4</sup>  
Iy = **29.05** in<sup>4</sup>

Modulo de sección elástico

S<sub>x</sub> = 115.46 in<sup>3</sup>

Modulo de sección elástico

S<sub>x</sub> = 8.29 in<sup>3</sup>

Constante de Torsión J

$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3 = 1.09$  in<sup>4</sup>

Constante de Alabeo

C<sub>w</sub> = 3,863.20 in<sup>6</sup>

X<sub>1</sub> = 1,479.87 ksi

X<sub>2</sub> = 0.04 (1/ksi)<sup>2</sup>

Mp = 558.33 Kips-ft	Zona 1
Mr = 384.88 Kips-ft	
Mn = 1,178.04 Kips-ft	
<b>Mn = 558.33</b> Kips-ft	Zona 2

Mn = 22,355.21 Kips-ft	Zona 3
<b>Mn = 558.33</b> Kips-ft	

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.5.1. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$$\begin{aligned} P_u &= 812.30 \text{ Kips} \\ M_u &= 30.21 \text{ Kips-ft} \\ F_y &= 50.00 \text{ ksi} \\ E &= 29,000.00 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 46.70 \text{ in}^2 \\ L_b &= 137.80 \text{ in} \\ G &= 11,200.00 \text{ ksi} \\ Z_x &= 173.00 \text{ in}^3 \end{aligned}$$

Perfil propuesto		
W 14	X	159.00

$$\begin{aligned} d &= 14.98 \text{ in} \\ t_w &= 0.75 \text{ in} \\ b_f &= 15.57 \text{ in} \\ t_f &= 1.19 \text{ in} \end{aligned}$$

	Columna	Viga	
L =	11.48	19.69	ft
I <sub>x</sub> =	1,900.00	1,350.00	in <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	748.00	29.10	in <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> =	6.38	9.11	in
r <sub>y</sub> =	4.00	1.34	in

Revisión de pandeo local

$$\begin{aligned} \lambda &= b_f/2t_f = 6.54 < \lambda_P = 65/\sqrt{F_y} = 9.19 \text{ Ok} \\ \lambda &= h/t_w = 16.91 < \lambda_P = 640/\sqrt{F_y} = 90.51 \text{ Ok} \end{aligned}$$

Cálculo de factores G

$$\begin{aligned} G_{top} &= (\sum I_c/L_c)/((\sum I_v/L_v) = 2.41 \\ G_{bottom} &= 1.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_x &= 1.86 \\ K_y &= 1.00 \end{aligned} \quad (\text{Aproximada de Nomograma})$$

$$\begin{aligned} K_x L_x / r_x &= 40.17 \\ K_y L_y / r_y &= 34.45 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_c &= 0.53 \\ F_{cr} &= 44.43 \text{ ksi} \\ \Phi P_n &= \Phi F_{cr} A_g = 1,763.84 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$P_u / \Phi_c P_n = 0.46$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.5.1. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

	kips-ft	
M <sub>max</sub> =	30.21	
M <sub>A</sub> =	29.12	1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO
M <sub>B</sub> =	12.30	1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO
M <sub>C</sub> =	17.11	3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO
M <sub>1</sub> =	0.00	
M <sub>2</sub> =	0.00	

Resistencia a Momento L<sub>b</sub> = 137.80 in

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{f_{yf}}} = 169.71 \text{ in}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yf} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yf} - F_r)^2}} = 615.25 \text{ in}$$

$$L_b < L_p \quad - \quad -$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.00$$

M <sub>n</sub> =	720.83	kips-ft	Zona 1 (Pandeo plástico)
ΦM <sub>n</sub> =	648.75	kips-ft	

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.60$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L / r_x)^2} = 28,654.14 \text{ kips}$$

$$P_{e2x} = \frac{\pi^2 E A_g}{(K_x L / r_x)^2} = 8,282.50$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} = 1.00$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_u / \sum P_{e2})} = 1.11$$

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 30.21 \text{ Kips-ft}$$

Ecuación de iteración

$$\text{Si } P_u / \Phi_c P_n \geq 0.20$$

$$\frac{P_u}{\Phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) = 0.50$$

$$\text{Si } P_u / \Phi_c P_n \leq 0.20$$

$$\frac{P_u}{2\Phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) = 0$$

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.5.1. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup= 1,041.29 in<sup>4</sup>  
 Alma = 124.19 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 1,041.29 in<sup>4</sup>  
**I<sub>x</sub> = 2,206.77 in<sup>4</sup>**

Momento de Inercia en Y

Patín sup= 373.95 in<sup>4</sup>  
 Alma = 0.43 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 373.95 in<sup>4</sup>  
**I<sub>y</sub> = 748.33 in<sup>4</sup>**

Modulo de sección elástico

**S<sub>x</sub> = 294.63 in<sup>3</sup>**

Modulo de sección elástico

**S<sub>y</sub> = 96.16 in<sup>3</sup>**

Constante de Torsión J

**J = 2((b<sub>f</sub><sup>3</sup>t<sub>f</sub>)/3) + (1/3) d<sub>w</sub> t<sub>w</sub><sup>3</sup> = 19.55 in<sup>4</sup>**

Constante de Alabeo

**C<sub>w</sub> = 35,576.54 in<sup>6</sup>**

**X<sub>1</sub> = 4,105.92 ksi**

**X<sub>2</sub> = 0.00 (1/ksi)<sup>2</sup>**

**M<sub>p</sub> = 720.83 Kips-ft** | Zona 1

**M<sub>r</sub> = 982.10 Kips-ft**  
**M<sub>n</sub> = 702.12 Kips-ft** | Zona 2  
**M<sub>n</sub> = 702.12 Kips-ft**

**M<sub>n</sub> = 7,691.78 Kips-ft** | Zona 3  
**M<sub>n</sub> = 720.83 Kips-ft**



## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.5.2. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$\mu_u =$	270.43	Kips-ft	$A_g =$	16.20	in <sup>2</sup>
$F_y =$	50.00	ksi	$L_b =$	26.25	in
$E =$	29,000.00	ksi	$G = E/(2(1+\mu)) =$	11,600.00	ksi
			$Z_x =$	134.00	in <sup>3</sup>
<b>Perfil propuesto</b>					
	<b>W 24</b>	<b>X</b>			
		<b>55.00</b>			
$d =$	23.57	in	$L =$	2.00	mts.
$t_w =$	0.40	in	$L =$	6.56	ft
$b_f =$	7.01	in	$I_x =$	1,350.00	in <sup>4</sup>
$t_f =$	0.51	in	$I_y =$	29.10	in <sup>4</sup>
			$r_x =$	9.11	in
			$r_y =$	1.34	in

Revisión de pandeo local

$\lambda = b_f/2t_f =$	6.94	<	$\lambda_p = 65/\sqrt{F_y} =$	9.19	<b>Ok</b>
$\lambda = h/t_w =$	57.11	<	$\lambda_p = 640/\sqrt{F_y} =$	90.51	<b>Ok</b>

Resistencia a Momento

			$L_b =$	26.25	in
			$L_r =$	152.94	in
$L_p =$	56.85	in			
	kips-ft				
$M_{max} =$	270.43				
$M_A =$	22.90	1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO			
$M_B =$	13.55	1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO			
$M_C =$	12.78	3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO			
	$L_b$	<	$L_p$	-	-
				4.04	

$M_n =$	558.33	kips-ft	Zona 1 (Pandeo plástico)
$\phi M_n =$	502.50	kips-ft	

$\mu_u / \phi M_n =$	0.54	<b>CORRECTO</b>
----------------------	------	-----------------

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### ón F.5.2. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup=	491.39	in <sup>4</sup>
Alma =	377.95	in <sup>4</sup>
Patín inf=	491.39	in <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> =	<b>1,360.73</b>	in <sup>4</sup>

Momento de Inercia en Y

Patín sup=	14.47	in <sup>4</sup>
Alma =	0.12	in <sup>4</sup>
Patín inf=	14.47	in <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> =	<b>29.05</b>	in <sup>4</sup>

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	115.46	in <sup>3</sup>
------------------	--------	-----------------

Modulo de sección elástico

S <sub>x</sub> =	8.29	in <sup>3</sup>
------------------	------	-----------------

Constante de Torsión J

$$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3 = 1.09 \text{ in}^4$$

Constante de Alabeo

$$C_w = 3,863.20 \text{ in}^6$$

$$X_1 = 1,479.87 \text{ ksi}$$

$$X_2 = 0.04 \text{ (1/ksi)}^2$$

Mp = 558.33 Kips-ft	Zona 1
---------------------	--------

Mr = 384.88 Kips-ft	Zona 2
Mn = 2,477.10 Kips-ft	
<b>Mn = 558.33 Kips-ft</b>	

Mn = 47,006.92 Kips-ft	Zona 3
<b>Mn = 558.33 Kips-ft</b>	

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.6.2. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$M_u =$	420.13	Kips-ft	$A_g =$	16.20	in <sup>2</sup>
$F_y =$	50.00	ksi	$L_b =$	26.25	in
$E =$	29,000.00	ksi	$G = E/(2(1+m)) =$	11,600.00	ksi
			$Z_x =$	134.00	in <sup>3</sup>
<b>Perfil propuesto</b> <b>W 24 X 55.00</b>					
$d =$	23.57	in	$L =$	2.00	mts.
$t_w =$	0.40	in	$L =$	6.56	ft
$b_f =$	7.01	in	$I_x =$	1,350.00	in <sup>4</sup>
$t_f =$	0.51	in	$I_y =$	29.10	in <sup>4</sup>
			$r_x =$	9.11	in
			$r_y =$	1.34	in

#### Revisión de pandeo local

$\lambda = b_f/2t_f =$	6.94	<	$\lambda_p = 65/\sqrt{F_y} =$	9.19	<b>Ok</b>
$\lambda = h/t_w =$	57.11	<	$\lambda_p = 640/\sqrt{F_y} =$	90.51	<b>Ok</b>

#### Resistencia a Momento

	$L_b =$	26.25	in	
	$L_r =$	152.94	in	
$L_p =$	56.85	in		
	kips-ft			
$M_{max} =$	420.13			
$M_A =$	30.22	1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO		
$M_B =$	17.89	1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO		
$M_C =$	6.89	3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO		
	$L_b$	<	$L_p$	-
				4.26

$M_n =$	558.33	kips-ft	Zona 1 (Pandeo plástico)
$\phi M_n =$	502.50	kips-ft	

$M_u / \phi M_n =$	0.84	<b>CORRECTO</b>
--------------------	------	-----------------

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.6.2. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup= 491.39 in<sup>4</sup>  
 Alma = 377.95 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 491.39 in<sup>4</sup>  
**I<sub>x</sub> = 1,360.73 in<sup>4</sup>**

Momento de Inercia en Y

Patín sup= 14.47 in<sup>4</sup>  
 Alma = 0.12 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 14.47 in<sup>4</sup>  
**I<sub>y</sub> = 29.05 in<sup>4</sup>**

Modulo de sección elástico

**S<sub>x</sub> = 115.46 in<sup>3</sup>**

Modulo de sección elástico

**S<sub>y</sub> = 8.29 in<sup>3</sup>**

Constante de Torsión J

$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3$ : 1.09 in<sup>4</sup>

Constante de Alabeo

**C<sub>w</sub> = 3,863.20 in<sup>6</sup>**

**X<sub>1</sub> = 1,479.87 ksi**

**X<sub>2</sub> = 0.04 (1/ksi)<sup>2</sup>**

**M<sub>p</sub> = 558.33 Kips-ft** | Zona 1

**M<sub>r</sub> = 384.88 Kips-ft**  
**M<sub>n</sub> = 2,612.91 Kips-ft** | Zona 2  
**M<sub>n</sub> = 558.33 Kips-ft**

**M<sub>n</sub> = 49,584.08 Kips-ft** | Zona 3  
**M<sub>n</sub> = 558.33 Kips-ft**

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.6.2. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

$M_u =$	420.13	Kips-ft	$A_g =$	16.20	in <sup>2</sup>
$F_y =$	50.00	ksi	$L_b =$	26.25	in
$E =$	29,000.00	ksi	$G = E/(2(1+m)) =$	11,600.00	ksi
			$Z_x =$	134.00	in <sup>3</sup>
<b>Perfil propuesto</b> <b>W 24 X 55.00</b>					
$d =$	23.57	in	$L =$	2.00	mts.
$t_w =$	0.40	in	$L =$	6.56	ft
$b_f =$	7.01	in	$I_x =$	1,350.00	in <sup>4</sup>
$t_f =$	0.51	in	$I_y =$	29.10	in <sup>4</sup>
			$r_x =$	9.11	in
			$r_y =$	1.34	in

#### Revisión de pandeo local

$\lambda = b_f/2t_f =$	6.94	<	$\lambda_p = 65/\sqrt{F_y} =$	9.19	<b>Ok</b>
$\lambda = h/t_w =$	57.11	<	$\lambda_p = 640/\sqrt{F_y} =$	90.51	<b>Ok</b>

#### Resistencia a Momento

	$L_b =$	26.25	in	
	$L_r =$	152.94	in	
$L_p =$	56.85	in		
	kips-ft			
$M_{max} =$	420.13			
$M_A =$	30.22	1/4 DEL CLARO NO SOPORTADO		
$M_B =$	17.89	1/2 DEL CLARO NO SOPORTADO		
$M_C =$	6.89	3/4 DEL CLARO NO SOPORTADO		
	$L_b$	<	$L_p$	-
				4.26

$M_n =$	558.33	kips-ft	Zona 1 (Pandeo plástico)
$\phi M_n =$	502.50	kips-ft	

$M_u / \phi M_n =$	0.84	<b>CORRECTO</b>
--------------------	------	-----------------

## APÉNDICE F. REVISIÓN DE MODELOS COMO ESTRUCTURAS AUTOSOPORTANTES DURANTE EL PROCESO DE OBRA

### F.6.2. Modelo de 15 niveles Q=4. Diseño de Columnas a Flexiocompresión

Momento de Inercia en X

Patín sup= 491.39 in<sup>4</sup>  
 Alma = 377.95 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 491.39 in<sup>4</sup>  
**I<sub>x</sub> = 1,360.73 in<sup>4</sup>**

Momento de Inercia en Y

Patín sup= 14.47 in<sup>4</sup>  
 Alma = 0.12 in<sup>4</sup>  
 Patín inf= 14.47 in<sup>4</sup>  
**I<sub>y</sub> = 29.05 in<sup>4</sup>**

Modulo de sección elástico

**S<sub>x</sub> = 115.46 in<sup>3</sup>**

Modulo de sección elástico

**S<sub>y</sub> = 8.29 in<sup>3</sup>**

Constante de Torsión J

$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3$ : 1.09 in<sup>4</sup>

Constante de Alabeo

**C<sub>w</sub> = 3,863.20 in<sup>6</sup>**

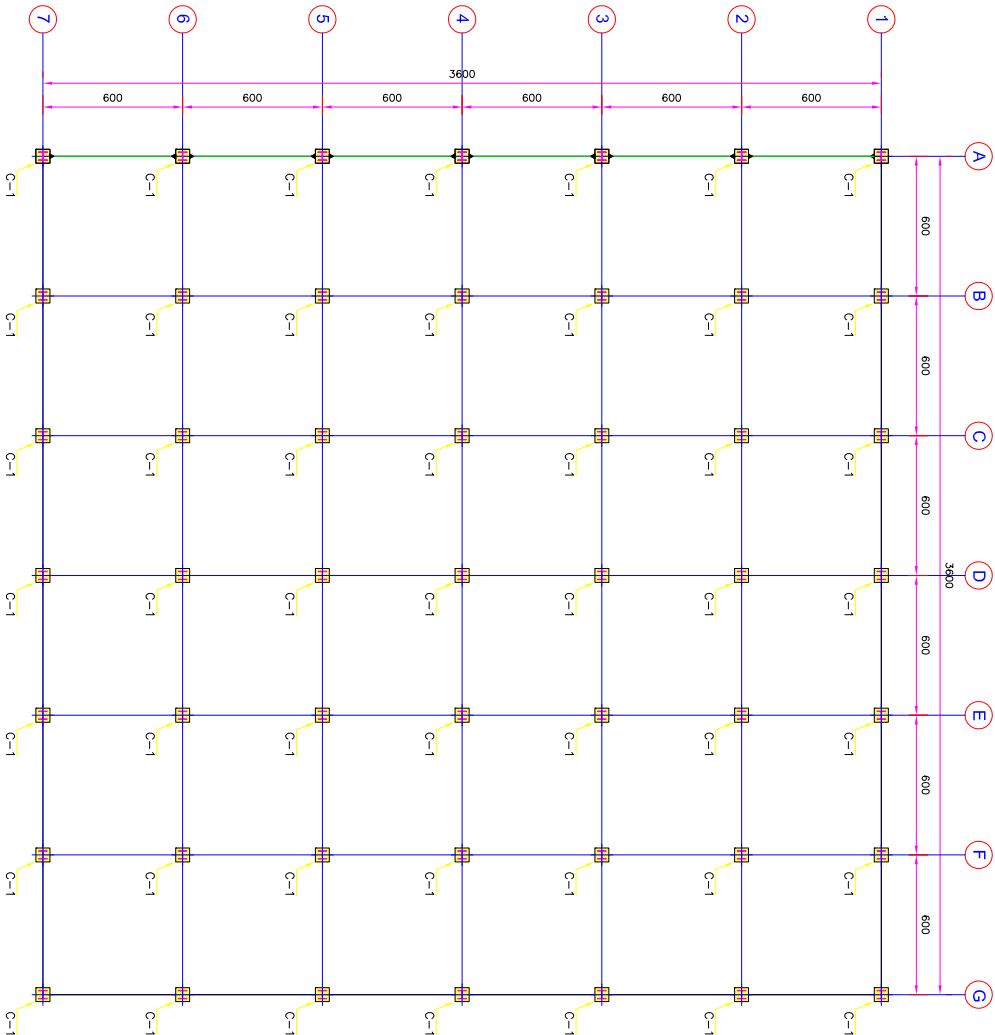
**X<sub>1</sub> = 1,479.87 ksi**

**X<sub>2</sub> = 0.04 (1/ksi)<sup>2</sup>**

**M<sub>p</sub> = 558.33 Kips-ft** | Zona 1

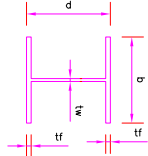
**M<sub>r</sub> = 384.88 Kips-ft**  
**M<sub>n</sub> = 2,612.91 Kips-ft** | Zona 2  
**M<sub>n</sub> = 558.33 Kips-ft**

**M<sub>n</sub> = 49,584.08 Kips-ft** | Zona 3  
**M<sub>n</sub> = 558.33 Kips-ft**



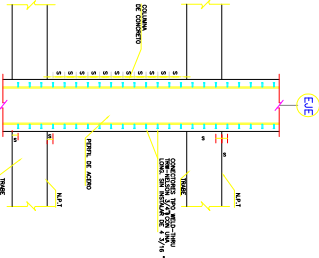
PLANTA TIPO DE COLUMNAS

TABLA DE COLUMNAS					
MARCA	PERFIL	d	b	h	tw
C-1	W 14 298	508	508	1725	178

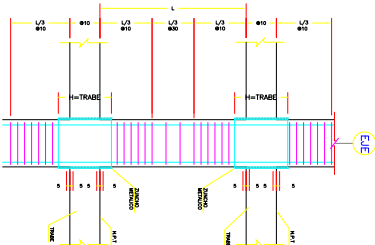
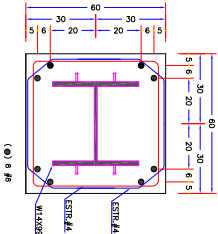


PERFIL DE ACERO EN COLUMNAS

TABLA DE SEPARACION DE CONECTORES		
MARCA	NIVEL	SEPARACION S(CM)
C-1	DE CIMENTACION A	40



DETALLE PARA SEPARACION DE CONECTORES EN COLUMNAS DE SECCION COMPUESTA



DISTRIBUCION TIPO DE ESTIBOS EN COLUMNAS

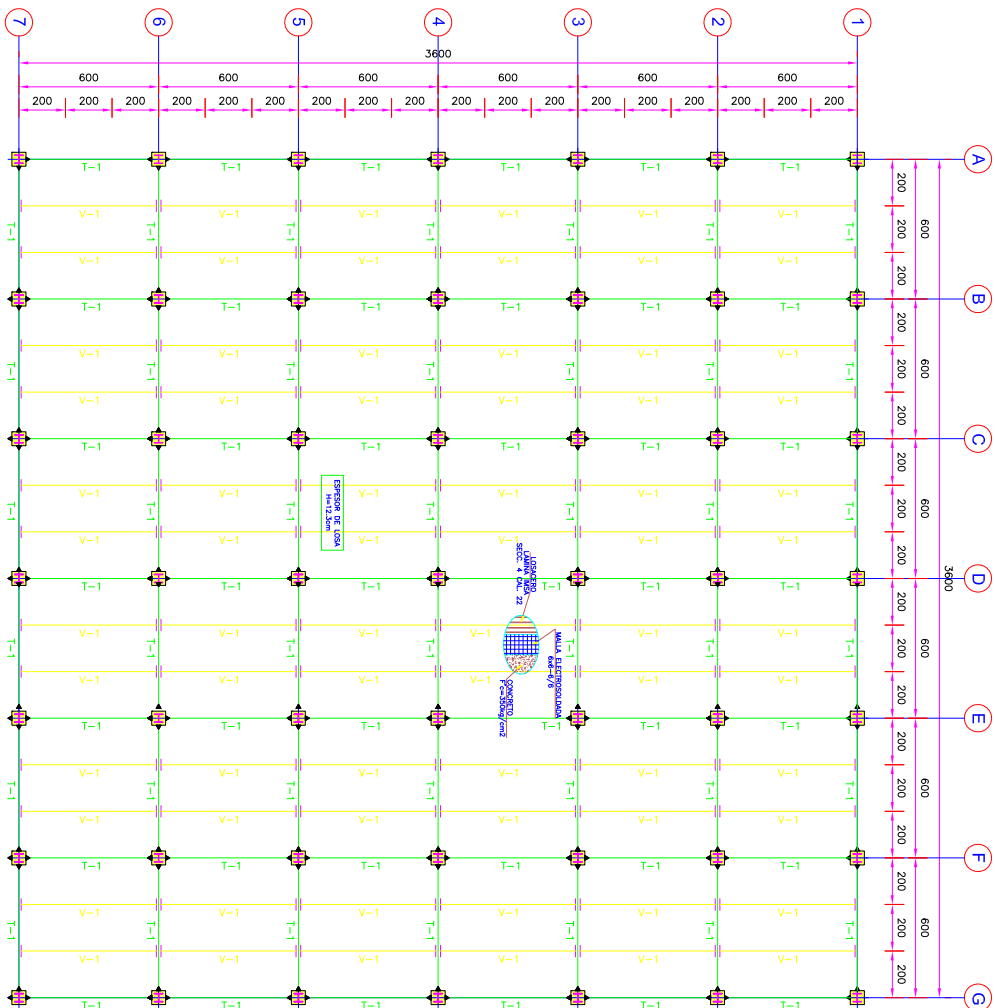
### NOTAS DE ACERO ESTRUCTURAL

- 1.- DE SARMAS ACERO ESTRUCTURAL A-992-GR-50, CON  $f_y=355$  kg/cm<sup>2</sup>.
- 2.- EN PERFILES LAMINADOS: SARMAS ACERO A-57A, GR-50  $f_y=355$  kg/cm<sup>2</sup> EN ACERO DE SARMAS VUELTA COMBINADA CON  $f_y=420$  kg/cm<sup>2</sup>.
- 3.- LAS COLUMNAS PUEDEN SER REFORZADAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS.
- 4.- LAS COLUMNAS PUEDEN SER REFORZADAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS.
- 5.- EL REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DEBEN SER REFORZADO EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS.
- 6.- EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS, SE DEBE REFORZAR EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS.
- 7.- LAS COLUMNAS PUEDEN SER REFORZADAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS.

### NOTAS GENERALES

- 1.- CONCRETO  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> EN COLUMNAS.
- 2.- CONCRETO  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> EN VIGAS.
- 3.- ANTES DE REFORZAR A CONTINUAR DEBEN REFORZAR LAS VIGAS Y LAS COLUMNAS.
- 4.- EL REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DEBEN SER REFORZADO EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS.
- 5.- EL REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DEBEN SER REFORZADO EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS.
- 6.- LAS COLUMNAS PUEDEN SER REFORZADAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS.
- 7.- LAS COLUMNAS PUEDEN SER REFORZADAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS, SI SE REFORZAN CON EL MISMO TIPO DE SARMAS QUE LAS VIGAS.

1	REVISOR	REVISOR
2	REVISOR	REVISOR
3	REVISOR	REVISOR
4	REVISOR	REVISOR
5	REVISOR	REVISOR
6	REVISOR	REVISOR
7	REVISOR	REVISOR
8	REVISOR	REVISOR
9	REVISOR	REVISOR
10	REVISOR	REVISOR
11	REVISOR	REVISOR
12	REVISOR	REVISOR
13	REVISOR	REVISOR
14	REVISOR	REVISOR
15	REVISOR	REVISOR
16	REVISOR	REVISOR
17	REVISOR	REVISOR
18	REVISOR	REVISOR
19	REVISOR	REVISOR
20	REVISOR	REVISOR
21	REVISOR	REVISOR
22	REVISOR	REVISOR
23	REVISOR	REVISOR
24	REVISOR	REVISOR
25	REVISOR	REVISOR
26	REVISOR	REVISOR
27	REVISOR	REVISOR
28	REVISOR	REVISOR
29	REVISOR	REVISOR
30	REVISOR	REVISOR
31	REVISOR	REVISOR
32	REVISOR	REVISOR
33	REVISOR	REVISOR
34	REVISOR	REVISOR
35	REVISOR	REVISOR
36	REVISOR	REVISOR
37	REVISOR	REVISOR
38	REVISOR	REVISOR
39	REVISOR	REVISOR
40	REVISOR	REVISOR
41	REVISOR	REVISOR
42	REVISOR	REVISOR
43	REVISOR	REVISOR
44	REVISOR	REVISOR
45	REVISOR	REVISOR
46	REVISOR	REVISOR
47	REVISOR	REVISOR
48	REVISOR	REVISOR
49	REVISOR	REVISOR
50	REVISOR	REVISOR
51	REVISOR	REVISOR
52	REVISOR	REVISOR
53	REVISOR	REVISOR
54	REVISOR	REVISOR
55	REVISOR	REVISOR
56	REVISOR	REVISOR
57	REVISOR	REVISOR
58	REVISOR	REVISOR
59	REVISOR	REVISOR
60	REVISOR	REVISOR
61	REVISOR	REVISOR
62	REVISOR	REVISOR
63	REVISOR	REVISOR
64	REVISOR	REVISOR
65	REVISOR	REVISOR
66	REVISOR	REVISOR
67	REVISOR	REVISOR
68	REVISOR	REVISOR
69	REVISOR	REVISOR
70	REVISOR	REVISOR
71	REVISOR	REVISOR
72	REVISOR	REVISOR
73	REVISOR	REVISOR
74	REVISOR	REVISOR
75	REVISOR	REVISOR
76	REVISOR	REVISOR
77	REVISOR	REVISOR
78	REVISOR	REVISOR
79	REVISOR	REVISOR
80	REVISOR	REVISOR
81	REVISOR	REVISOR
82	REVISOR	REVISOR
83	REVISOR	REVISOR
84	REVISOR	REVISOR
85	REVISOR	REVISOR
86	REVISOR	REVISOR
87	REVISOR	REVISOR
88	REVISOR	REVISOR
89	REVISOR	REVISOR
90	REVISOR	REVISOR
91	REVISOR	REVISOR
92	REVISOR	REVISOR
93	REVISOR	REVISOR
94	REVISOR	REVISOR
95	REVISOR	REVISOR
96	REVISOR	REVISOR
97	REVISOR	REVISOR
98	REVISOR	REVISOR
99	REVISOR	REVISOR
100	REVISOR	REVISOR

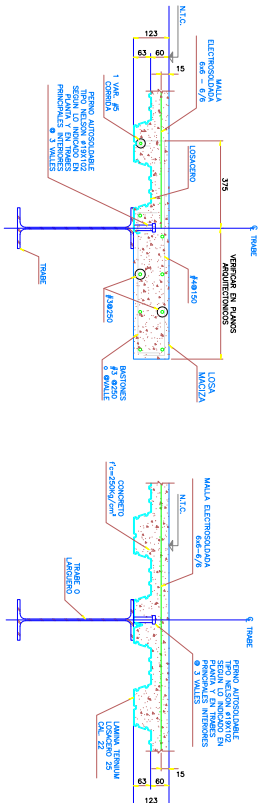


## ESTRUCTURACION PLANTA TIPO

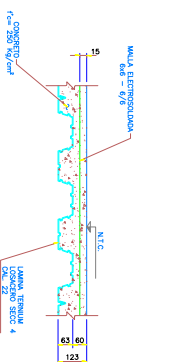


TABLA DE TRABES PRINCIPALES					
MARCA	SECCION	d	b	tf	tw
T-1	W 18x35 lb/ft	44.96	15.24	1.08	0.76

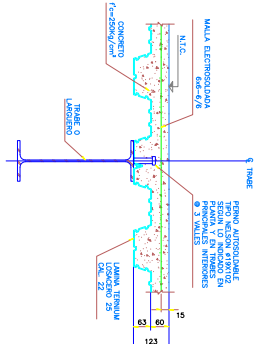
TABLA DE TRABES SECUNDARIAS					
MARCA	SECCION	d	b	tf	tw
V-1	W 14x30 lb/ft	3.5, 15	17.09	0.98	0.68



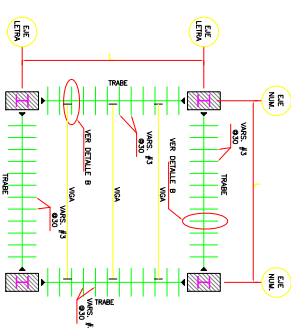
### ARMADO TIPO DE LOSA MACIZA



## DETALLE TIPO DE LOSA DE ENTREPISO



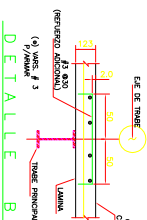
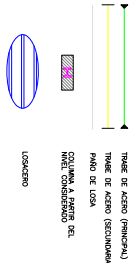
## CONEXION TRABE METALICA CON LOSA



### DETALLE DE REFUERZO ADICIONAL



## SIMBOLOGIA



## DETAILLE B

## NOTAS DE ACERO ESTRUCTURAL

- [illegible]

[illegible]

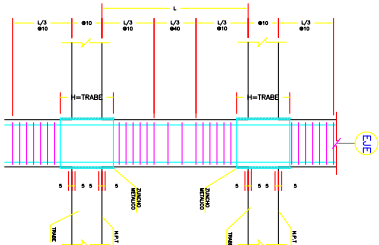




## PERFIL DE ACERO EN COLUMNAS

Figure 10.10 illustrates the reinforcement details for a column and beam. The column is shown with a diameter of 16mm and is reinforced with 4 bars. The beam is shown with a width of 250mm and is reinforced with 4 bars. The reinforcement details are shown for both the column and the beam. The column reinforcement includes a lap length of 16d and a development length of 16d. The beam reinforcement includes a lap length of 16d and a development length of 16d. The diagram also shows the reinforcement details for the column and beam at the joint.

## DETALLE PARA SEPARACION DE CONECTORES EN COLUMNAS DE SECCION COMPUESTA



COLUMN C-1

## DISTRIBUCION TIPO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

## NOTAS DE ACERO ESTRUCTURAL

- [illegible]

## NOTAS GENERALES

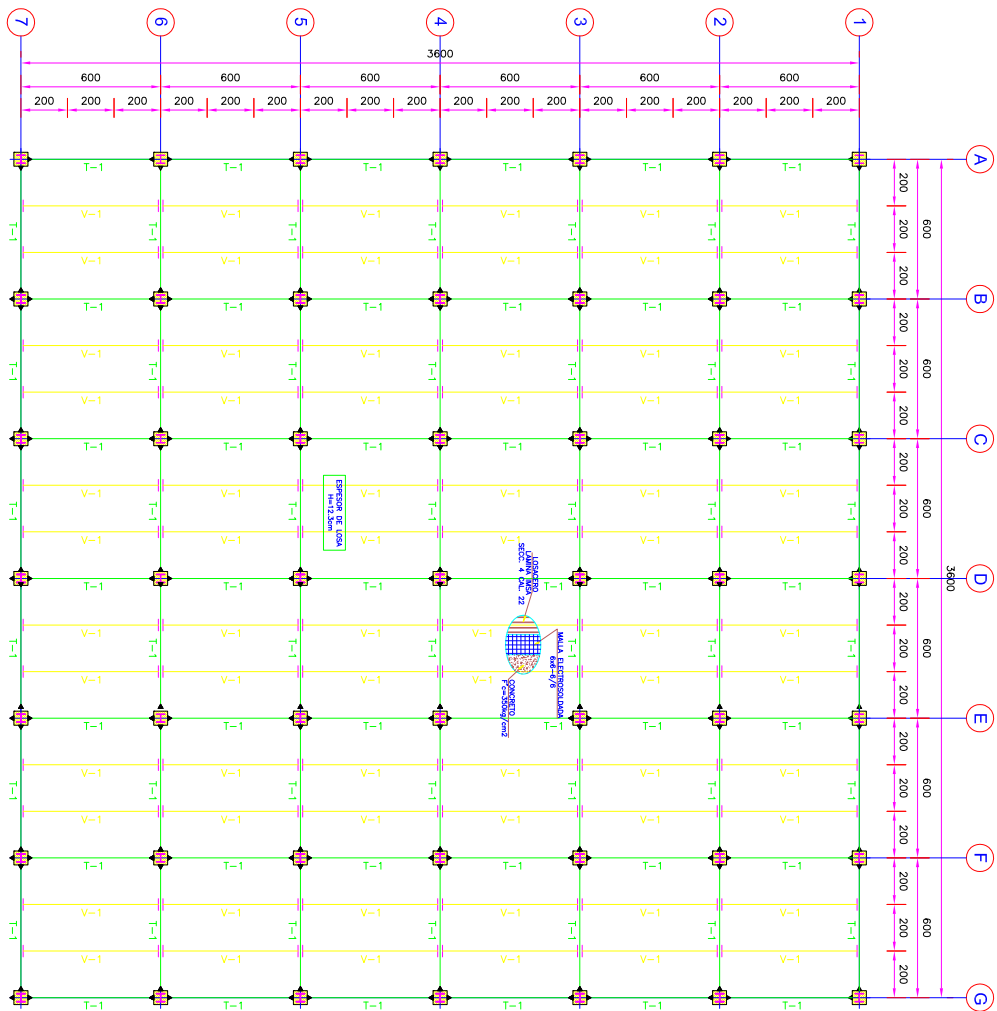
- 1.- CONCRETO  $f_{cm} = 350 \text{ kg/cm}^2$  EN COLUMNAS, CONCRETO  $f_{cm} = 350 \text{ kg/cm}^2$  EN LOSACOS, CLASE 1 CON PES VOLUMETRICO IGUAL O MAYOR QUE  $2.2 \text{ ton/m}^3$  EN ESTADO FRESCO
- 2.- ACEÑO DE RENQUEZO  $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (ALTA RESISTENCIA)
- 3.- ANTES DE PROCEDER A CONTINUAR DEBERAN VERIFICAR LAS COTAS DE ESTE PISO CON LAS DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES Y CON LAS EXISTENTES EN OBRA.

- 7.-LAS COTAS RISEN AL DIBUJO

[illegible]





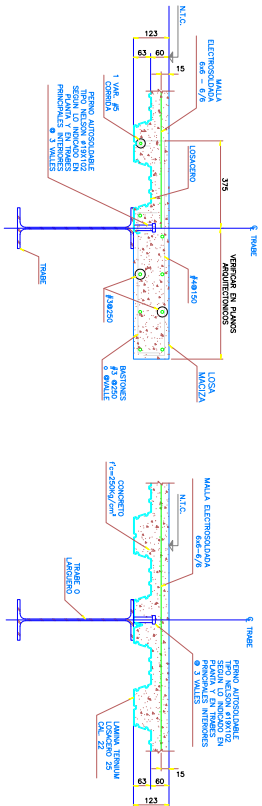


## ESTRUCTURACION PLANTA TIPO

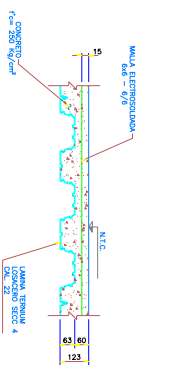


TABLA DE TRABES PRINCIPALES					
MARCA	SECCION	d	b	tf	tw
T-1	W 24x55 lb/ft	59.86	17.80	1.20	1.06

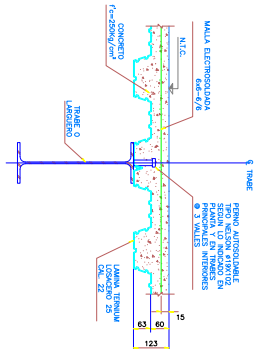
TABLA DE TRABES SECUNDARIAS					
MARCA	SECCION	d	b	tf	tw
V-1	W 18"x35 lb/ft	44.96	15.24	1.06	0.76



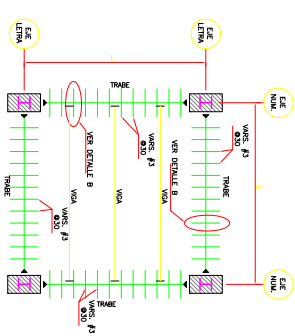
**ARMADO TIPO DE LOSA MACIZA**



### DETALLE TIPO DE LOSA DE ENTREPISO



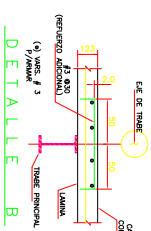
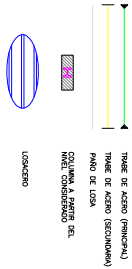
CONEXION TRABE METALICA CON LOSA



### DETALLE DE REFUERZO ADICIONAL



## SIMBOLOGIA



## DETAILED B

## NOTAS DE ACERO ESTRUCTURAL

- [illegible]

## NOTAS GENERALES

- 1.- CONCRETO  $f'_{cm} = 350 \text{ kg/cm}^2$  EN COLUMNAS. CONCRETO DE  $f'_{cm} = 250 \text{ kg/cm}^2$  EN LOSAS. CLASE 1 CON PESO VOLUMETRICO IGUAL O MAYOR QUE  $2.2 \text{ ton/m}^3$  EN ESTADO FRESCO.
- 2.-ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (ALTA RESISTENCIA)
- 3.-ANTES DE PROCEDER A CONSTRUIR DEBERAN VERIFICARSE LAS COTAS Y NIVELES DE ESTE PLANO CON LAS DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES Y CON LAS EXISTENTES EN OBRA.
- 5.- EL TRAZADO MAYOR DE ALINEACION SERA DE 1/4"

1	DESCRIPTION	PROYECTO DE OBRAS NUEVAS O-A
2	DESCRIPTION	
3	DESCRIPTION	PROYECTO DE OBRAS NUEVAS O-A
4	DESCRIPTION	
5	DESCRIPTION	
6	DESCRIPTION	
7	DESCRIPTION	
8	DESCRIPTION	
9	DESCRIPTION	
10	DESCRIPTION	
11	DESCRIPTION	
12	DESCRIPTION	
13	DESCRIPTION	
14	DESCRIPTION	
15	DESCRIPTION	
16	DESCRIPTION	
17	DESCRIPTION	
18	DESCRIPTION	
19	DESCRIPTION	
20	DESCRIPTION	
21	DESCRIPTION	
22	DESCRIPTION	
23	DESCRIPTION	
24	DESCRIPTION	
25	DESCRIPTION	
26	DESCRIPTION	
27	DESCRIPTION	
28	DESCRIPTION	
29	DESCRIPTION	
30	DESCRIPTION	
31	DESCRIPTION	
32	DESCRIPTION	
33	DESCRIPTION	
34	DESCRIPTION	
35	DESCRIPTION	
36	DESCRIPTION	
37	DESCRIPTION	
38	DESCRIPTION	
39	DESCRIPTION	
40	DESCRIPTION	
41	DESCRIPTION	
42	DESCRIPTION	
43	DESCRIPTION	
44	DESCRIPTION	
45	DESCRIPTION	
46	DESCRIPTION	
47	DESCRIPTION	
48	DESCRIPTION	
49	DESCRIPTION	
50	DESCRIPTION	
51	DESCRIPTION	
52	DESCRIPTION	
53	DESCRIPTION	
54	DESCRIPTION	
55	DESCRIPTION	
56	DESCRIPTION	
57	DESCRIPTION	
58	DESCRIPTION	
59	DESCRIPTION	
60	DESCRIPTION	
61	DESCRIPTION	
62	DESCRIPTION	
63	DESCRIPTION	
64	DESCRIPTION	
65	DESCRIPTION	
66	DESCRIPTION	
67	DESCRIPTION	
68	DESCRIPTION	
69	DESCRIPTION	
70	DESCRIPTION	
71	DESCRIPTION	
72	DESCRIPTION	
73	DESCRIPTION	
74	DESCRIPTION	
75	DESCRIPTION	
76	DESCRIPTION	
77	DESCRIPTION	
78	DESCRIPTION	
79	DESCRIPTION	
80	DESCRIPTION	
81	DESCRIPTION	
82	DESCRIPTION	
83	DESCRIPTION	
84	DESCRIPTION	
85	DESCRIPTION	
86	DESCRIPTION	
87	DESCRIPTION	
88	DESCRIPTION	
89	DESCRIPTION	
90	DESCRIPTION	
91	DESCRIPTION	
92	DESCRIPTION	
93	DESCRIPTION	
94	DESCRIPTION	
95	DESCRIPTION	
96	DESCRIPTION	
97	DESCRIPTION	
98	DESCRIPTION	
99	DESCRIPTION	
100	DESCRIPTION	

## APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAIXAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES

### H.1.1. Modelo de 3 niveles Q=4. Concreto Altamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-3,723.998	-0.005	2,701,998.844	3.522	3.600	270.730	0.013	4.000	4.000

#### 1.- Definir f'c

3 Ec=

r=

6.889

69.707

0.000

0.000

A=

6.889

4.500

0.615

B=

2.319

x=

0.047

1 fcc'=

36.520

-3,723.998

flz=

0.488

k=

1.295

2 ecc'=

0.005

5 mpost=

3.600

6 ft=

270.730

7 et=

0.013

366.537

ftu=

-51.315

ets=

-25,657.564

4 rpre=

3.522

varia con la resistencia del concreto

#### DIMENSIONES DE LA COLUMNA

ANCHO= 0.600 mts

LARGO= 0.600 mts

VER FACTOR

#### NEW- EQUATION 09

fly= 2.163

#### DATOS DEL PERFIL DE ACERO

bf= 0.371

tf= 0.020

d= 0.361

Fys= 411.894

tw= 0.012

### H.1.2. Modelo de 3 niveles Q=4. Concreto Medianamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-3,206.104	0.003	2,701,998.844	3.522	2.661	270.730	0.013	4.000	4.000

#### 1.- Definir f'c

3 Ec=

r=

6.889

69.707

0.000

0.000

A=

6.889

4.500

0.615

B=

2.319

x=

0.017

1 fcc=

31.441

-3,206.104

flz=

0.488

k=

1.115

2 ecc=

0.003

ponerlo en negativo

5 mpost=

2.661

6 ft=

270.730

7 et=

0.013

366.537

ftu=

-51.315

ets=

-25,657.564

4 rpre=

3.522

#### DIMENSIONES DE LA COLUMNA

Fyr= 411.894

Diam del Est= 0.500 plg

AREA DEL B= 0.000 M2

B COL.= 0.600 mts

H COL.= 0.600 mts

Separacion c= 0.150 mts

0.025

0.001

Num. De B= 8.000 ozas

bc= 0.500 mts

dc= 0.500 mts

w'= 0.386 mts

s'= 0.125 mts

0.016

Ke= 0.702

px = py= 0.002

fly= 0.488

flz= 0.488

**APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAXIAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES**

**H.1.3. Modelo de 3 niveles Q=4. Concreto No Confinado.**

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	P <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-2,875.102	0.002	2,701,998.844	3.522	1.883	0.000	0.000	4.000	4.000

1.- Definir f'c

3 Ec=

28.195  
26,497.563

2,701,998.844

6.889

r=

1.000

17.882

0.007

0.122

A=

6.767

4.500

0.618

B=

2.279

x=

0.000

1

f'cc=

28.195

-2,875.102

f'iz=

0.000

k=

1.000

NEW- EQUATION 09

2

ecc=

0.002

f'ly=

0.000

5

rnpost=

1.883

DATOS DEL PERFIL DE ACERO

6

ft=

0.000

bf=

0.371

tf=

0.020

7

et=

0.000

d=

0.361

Fys=

411.894

tw=

0.012

ftu=

366.537

ets=

-51.315

-25,657.564

4.000

rpe=

3.522

varia con la resistencia del concreto

# APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAxIAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES

## H.2.1. Modelo de 3 niveles Q=2. Concreto Altamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f't	e't	rp	xp_cr
-3,685.097	-0.005	2,701,998.844	3.522	3.539	270.730	0.013	4.000	4.000

1.- Definir f'c 28.1951 Mpa

3 Ec= 26,497.5625 2,701,998.8442

r= 4.0000  
6.8886  
69.7069  
0.0000  
0.0000  
A= 6.8886

B= 2.3185  
x= 0.0447

DIMENSIONES DE LA COLUMNA  
ANCHO= 0.7000 mts  
LARGO= 0.7000 mts  
VER FACTOR

1 f'cc= 36.1385 -3,685.0971 flz= 0.4219

k= 1.2817

2 ecc= 0.0048 NEW- EQUATION 09 fly= 2.0971

5 rnpost= 3.5388

6 ft= 270.7299

7 et= 0.0126

ftu= 366.5366  
-51.3151  
ets= -25,657.5638

DATOS DEL PERFIL DE ACERO  
bf= 0.3708  
tf= 0.0198  
d= 0.3607  
Fys= 411.8940  
tw= 0.0123  
4 rpre= 3.5221

## H.2.2. Modelo de 3 niveles Q=2. Concreto Medianamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f't	e't	rp	xp_cr
-3,162.5054	0.0030	2,701,998.8442	3.5221	2.5677	270.7299	0.0126	4.0000	4.0000

1.- Definir f'c 28.1951 kg/cm2

3 Ec= 26,497.5625 2,701,998.8442

r= 4.0000  
6.8886  
69.7069  
0.0000  
0.0000  
A= 6.8886

B= 2.3185  
x= 0.0150

1 f'cc= 31.0136 -3,162.5054

k= 1.1000

2 ecc= 0.0030 ponerlo en negativo

5 rnpost= 2.5677

6 ft= 270.7299

7 et= 0.0126

ftu= 366.5366  
-51.3151  
ets= -25,657.5638

4 rpre= 3.5221

DIMENSIONES DE LA COLUMNA

Fyr= 411.8940  
Diam del Est= 0.5000 plg  
AREA DEL B= 1.27E-04 M2  
B COL.= 0.7000 mts  
H COL.= 0.7000 mts  
Separacion c= 0.1500 mts  
f barras lon= 0.0254 mts  
Num. De Ba= 12.0000 pzas  
bc= 0.6000 mts  
dc= 0.6000 mts  
w'= 0.4857 mts  
s'= 0.1246 mts  
pcc= 0.0169  
Ke= 0.7277  
 $f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  py= 0.0014  
uy= 0.4219  
 $f_{lz} = K_e \rho_z F_{yr}$  liz= 0.4219

APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAXIAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES

H.2.3. Modelo de 3 niveles Q=2. Concreto No Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f't	e't	rp	xp_cr
-2,875.1020	0.0020	2,701,998.8442	3.5221	1.8831	0.0000	0.0000	4.0000	4.0000

1.- Definir f'c

3 Ec= 28.1951 26,497.5625 2,701,998.8442

6.8886  
17.8819  
0.0068  
0.1218  
A= 6.7668

4.5000  
0.6183  
B= 2.2785

x= 0.0000

1 fcc'= 28.1951 -2,875.1020 flz= 0.0000

k= 1.0000

NEW- EQUATION 09

2 ecc= 0.0020 fly= 0.0000

5 rnpost= 1.8831

6 ft= 0.0000

7 et= 0.0000

366.5366  
ftu= -51.3151  
ets= -25,657.5638

DATOS DEL PERFIL DE ACERO  
bf= 0.3708  
tf= 0.0198  
d= 0.3607  
Fys= 411.8940  
tw= 0.0123

4.0000 rpe= 3.5221 varia con la resistencia del concreto



# APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAxIAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES

## H.3.1. Modelo de 6 niveles Q=4. Concreto Altamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc -\$Ec \$m\_pre \$m\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	m_pre	m_post	f <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-4809.342	-0.004	3277019.246	5.691	2.932	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir f'c

3 Ec= 32136.588 3277019.246  
r= 4.000

6.889  
69.707  
0.000  
0.000

A= 6.889

DIMENSIONES DE LA COLUMNA

ANCHO= 0.850 mts

LARGO= 0.850 mts

B= 2.319 VER FACTOR

x= 0.030

1 f'cc'= 47.164 -4809.342 flz= 0.348

k= 1.195

NEW- EQUATION 09

2 ecc'= 0.004 fly= 2.024

5 mpost= 2.932

DATOS DEL PERFIL DE ACERO

6 ft= 320.332

bf= 0.371

7 et= 0.012

tf= 0.020

d= 0.361

Fys= 411.894

tw= 0.012

ftu= -71.841

ets= -35920.589

4 rpre= 5.691 varia con la resistencia del concreto

## H.3.2. Modelo de 6 niveles Q=4. Concreto Medianamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc -\$Ec \$m\_pre \$m\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	m_pre	m_post	f <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-4265.372	0.003	3277019.246	5.691	2.174	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir f'c

39.473 kg/cm2

3 Ec= 32136.588 3277019.246  
r= 4.000

6.889  
69.707  
0.000  
0.000

A= 6.889

DIMENSIONES DE LA COLUMNA

Fyr= 411.894

Diam del Est= 0.500 plg

AREA DEL E= 0.000 M2

B COL.= 0.850 mts

H COL.= 0.850 mts

Separacion d= 0.150 mts

f barras long= 0.025 mts

Num. De Bar= 16.000 pzas

bc= 0.750 mts

dc= 0.750 mts

w'= 0.636 mts

s'= 0.125 mts

ρ<sub>cc</sub>= 0.014

Ke= 0.751

0.001

$$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$$

$$f_{lz} = K_e \rho_z F_{yr}$$

1 f'cc= 41.829 -4265.372

k= 1.060

2 ecc= 0.003 ponerlo en negativo

5 mpost= 2.174

6 ft= 320.332

7 et= 0.012

513.151

ftu= -71.841

ets= -35920.589

4 rpre= 5.691

# APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAXIAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES

## H.3.1. Modelo de 6 niveles Q=4. Concreto Altamente Confinado.

## H.3.3. Modelo de 6 niveles Q=4. Concreto No Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$m\_pre \$m\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	m_pre	m_post	f <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-4025.143	0.002	3277019.246	5.691	1.774	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir f'c

3 Ec=

39.473

32136.588 3277019.246

6.889

r=

1.000

17.882

0.007

0.122

A=

6.767

4.500

0.618

B=

2.279

x=

0.000

1 fcc' =

39.473

-4025.143

flz =

0.000

k=

1.000

NEW- EQUATION 09

2 ecc=

0.002

fly=

0.000

5 mpost=

1.774

DATOS DEL PERFIL DE ACERO

6 ft=

320.332

bf=

0.371

7 et=

0.012

tf=

0.020

d=

0.361

Fys=

0.000

513.151

tw=

0.012

ftu=

-71.841

ets=

-35920.589

4 rpe=

5.691

varia con la resistencia del concreto

## APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAxIAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES

### H.4.1. Modelo de 6 niveles Q=2. Concreto Altamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f't	e't	rp	xp_cr
-4797.089	-0.004	3.28E+06	5.691	2.917	320.332	0.012	4.000	4.000

#### 1.- Definir f'c

3 Ec= 39.473 Mpa

r= 32136.588 3.28E+06

6.889

69.707

0.000

0.000

A= 6.889

4.500

0.615

B= 2.319

x= 0.030

1 fcc= 47.043 -4797.089 flz= 0.329

k= 1.192

2 ecc= 0.004 NEW- EQUATION 09 fly= 0.329

5 rnpost= 2.917

6 ft= 320.332

7 et= 0.012

513.151

ftu= -71.841

ets= -35920.589

4.000 rpre= 5.691

varia con la resistencia del concreto

#### DIMENSIONES DE LA COLUMNA

ANCHO= 0.900 mts

LARGO= 0.900 mts

VER FACTOR

#### DATOS DEL PERFIL DE ACERO

bf= 0.371

tf= 0.020

d= 0.361

Fys= 0.000

tw= 0.012

### H.4.2. Modelo de 6 niveles Q=2. Concreto Medianamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f't	e't	rp	xp_cr
-4252.044	0.003	3.28E+06	5.691	2.153	320.332	0.012	4.000	4.000

#### 1.- Definir f'c

3 Ec= 39.473 kg/cm2

r= 32136.588 3.28E+06

6.889

69.707

0.000

0.000

A= 6.889

4.500

0.615

B= 2.319

x= 0.008

1 fcc= 41.698 -4252.044

k= 1.056

2 ecc= 0.003 ponerlo en negativo

5 rnpost= 2.153

6 ft= 320.332

7 et= 0.012

513.151

ftu= -71.841

ets= -35920.589

4 rpre= 5.691

#### DIMENSIONES DE LA COLUMNA

Fyr= 411.894

Diam del Es= 0.500 plg

AREA DEL t= 0.000 M2

B COL.= 0.900 mts

H COL.= 0.900 mts

Separacion= 0.150 mts

f barras lon= 0.025 mts

Num. De Ba= 16.000 pzas

bc= 0.800 mts

dc= 0.800 mts

w'= 0.686 mts

s'= 0.125 mts

ρcc= 0.013

Ke= 0.756

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.001

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  ρy= 0.329

APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAxIAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES

H.4.3. Modelo de 6 niveles Q=2. Concreto No Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_c

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f't	e't	rp	xp_cr
-4025.143	0.002	3.28E+06	5.691	1.774	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir f'c

3 Ec=

39.473

32136.588

3.28E+06

6.889

r=

1.000

17.882

0.007

0.122

A=

6.767

4.500

0.618

B=

2.279

x=

0.000

1 fcc'=

39.473

-4025.143

fiz=

0.000

k=

1.000

2 ecc=

0.002

NEW- EQUATION 09

fiy=

0.000

5 rnpost=

1.774

6 ft=

320.332

DATOS DEL PERFIL DE ACERO

bf= 0.371

tf= 0.020

d= 0.361

Fys= 411.894

tw= 0.012

ftu=

-71.841

ets=

-35920.589

4 rpe=

5.691

varia con la resistencia del concreto

## APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAxIAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN OPENSEES

### H.5.1. Modelo de 15 niveles Q=4. Concreto Altamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$m\_pre \$m\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	m_pre	m_post	f' <sub>t</sub>	e' <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-5,499.697	-0.006	3,277,019.246	5.691	3.678	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir f'c

3 Ec= 32,136.588 3,277,019.246

r= 4.000  
6.889  
69.707  
0.000  
0.000  
A= 6.889

DIMENSIONES DE LA COLUMNA  
ANCHO= 0.900 mts  
LARGO= 0.900 mts  
VER FACTOR

B= 2.319

x= 0.060

1 fcc'= 53.934 -5,499.697 flz= 0.335

k= 1.366

NEW- EQUATION 09

2 ecc'= 0.006 fly= 4.380

5 mpost= 3.678

DATOS DEL PERFIL DE ACERO

6 ft= 320.332 bf= 0.371

7 et= 0.012 tf= 0.030

513.151 d= 0.381

ftu= -71.841 Fys= 411.894

ets= -35,920.589 4.000 tw= 0.019  
rpre= 5.691 varia con la resistencia del concreto

### H.5.2. Modelo de 15 niveles Q=4. Concreto Medianamente Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$m\_pre \$m\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	m_pre	m_post	f' <sub>t</sub>	e' <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-4,256.223	0.003	3,277,019.246	5.691	2.160	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir f'c

3 Ec= 32,136.588 3,277,019.246

r= 4.000  
6.889  
69.707  
0.000  
0.000  
A= 6.889

DIMENSIONES DE LA COLUMNA

Fyr= 411.894  
Diam del Est= 0.500 plg  
AREA DEL E= 0.000 M2  
B COL.= 0.900 mts  
H COL.= 0.900 mts  
Separacion d= 0.150 mts  
f barras long= 0.032 mts  
Num. De Bar= 16.000 pzas  
bc= 0.800 mts  
dc= 0.800 mts  
w'= 0.657 mts  
s'= 0.125 mts  
ρcc= 0.020  
Ke= 0.770  
ρv - ρy= 0.001

B= 2.319

x= 0.008

$$f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$$

1 fcc= 41.739 -4,256.223  $f_{lc} = K_e \rho_s F_{yr}$  0.335

k= 1.057

2 ecc= 0.003 ponerlo en negativo

5 mpost= 2.160

6 ft= 320.332

7 et= 0.012

513.151

ftu= -71.841

ets= -35,920.589

4 rpre= 5.691

### H.5.3. Modelo de 15 niveles Q=4. Concreto No Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$m\_pre \$m\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	m_pre	m_post	f <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-4,025.143	0.002	3,277,019.246	5.691	1.774	320.332	0.012	4.000	4.000

#### 1.- Definir f'c

3 Ec=

39.473  
32,136.588 3,277,019.246

6.889 17.882 0.007 0.122 r= 1.000

A= 6.767

4.500 0.618 B= 2.279

x= 0.000

1 fcc' = 39.473 -4,025.143 flz= 0.000

k= 1.000

#### NEW- EQUATION 09

2 ecc= 0.002 fly= 0.000

5 mpost= 1.774

#### DATOS DEL PERFIL DE ACERO

6 ft= 320.332 bf= 0.371

7 et= 0.012 tf= 0.030

d= 0.381 Fys= 411.894

513.151 tw= 0.019

ftu= -71.841

ets= -35,920.589 4.000 rpe= 5.691 varia con la resistencia del concreto

**APÉNDICE H. PARÁMETROS DEL CONCRETO UNIAIXAL MATERIAL CHANGMANDER CONCRETE01 EN H.6.1. Modelo de 15 niveles Q=2. Concreto Altamente Confinado.**

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-5,483.139	-0.006	3,277,019.246	5.691	3.662	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir f'c

3 Ec= 32,136.588 3,277,019.246  
r= 4.000  
6.889  
69.707  
0.000  
0.000  
A= 6.889

DIMENSIONES DE LA COLUMNA  
ANCHO= 1.000 mts  
LARGO= 1.000 mts  
VER FACTOR

B= 2.319  
x= 0.059

1 fcc'= 53.771 -5,483.139 flz= 0.305  
k= 1.362

NEW- EQUATION 09  
fly= 4.350

2 ecc'= 0.006  
5 rpost= 3.662

DATOS DEL PERFIL DE ACERO  
bf= 0.371  
tf= 0.030  
d= 0.381  
Fys= 411.894  
tw= 0.019

6 ft= 320.332  
7 et= 0.012  
ftu= 513.151  
ets= -71.841  
-35,920.589

4 rpre= 5.691 varia con la resistencia del concreto

**H.6.2. Modelo de 15 niveles Q=2. Concreto Medianamente Confinado.**

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$ecc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f <sub>t</sub>	e <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-4,236.093	0.003	3,277,019.246	5.691	2.128	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir

39.473 kg/cm2

Ec= 32,136.588 3,277,019.246  
r= 4.000  
6.889  
69.707  
0.000  
0.000  
A= 6.889

DIMENSIONES DE LA COLUMNA

Cálculos de

Fyr= 411.894  
Diam del Est= 0.500 plg  
AREA DEL B= 0.000 M2  
B COL.= 1.000 mts  
H COL.= 1.000 mts  
Separacion d= 0.150 mts  
f barras long= 0.038 mts  
Num. De Bar= 16.000 pzas  
bc= 0.900 mts  
dc= 0.900 mts  
w'= 0.729 mts  
s'= 0.125 mts  
pcc= 0.023  
Ke= 0.790  
py= 0.001  
 $f_{ly} = K_e \rho_y F_{yr}$  0.305  
 $f_{lc} = K_e \rho_z F_{yr}$  0.305

0.025  
0.001

B= 2.319  
x= 0.008

fcc= 41.542 -4,236.093  
k= 1.052

ecc= 0.003 ponerlo en negativo

rnpost= 2.128  
ft= 320.332  
et= 0.012

ftu= 513.151  
ets= -71.841  
-35,920.589  
rpre= 5.691

H.6.3. Modelo de 15 niveles Q=2. Concreto No Confinado.

#uniaxialMaterial changManderConcrete01 \$matman -\$fcc -\$secc \$Ec \$rn\_pre \$rn\_post \$ft \$et \$rp \$xp\_cr

f'cc	e'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f' <sub>t</sub>	e' <sub>t</sub>	rp	xp_cr
-4,025.143	0.002	3,277,019.246	5.691	1.774	320.332	0.012	4.000	4.000

1.- Definir f'c

3 Ec=

39.473	32,136.588	3,277,019.246
6.889		r= 1.000
17.882		
0.007		
0.122		

A=

6.767
-------

B=

4.500
0.618
2.279

x=

0.000
-------

1

f'cc' = 39.473 -4,025.143 flz = 0.000

k = 1.000

2

e'cc = 0.002

NEW- EQUATION 09

fly = 0.000

5

rnpost = 1.774

6

ft = 320.332

7

et = 0.012

ftu = 513.151

ets = -71.841

-35,920.589

DATOS DEL PERFIL DE ACERO

bf = 0.371

tf = 0.030

d = 0.381

Fys = 411.894

tw = 0.019

4 rpe = 5.691 varia con la resistencia del concreto